



Laura Anttila

Kaivinpaaluseinän geotekninen ja rakenteellinen toimintatapa ja mitoitusmenettelyt Suomessa ja Baltiassa

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 7.11.2016

Valvoja: Professori Leena Korkiala-Tanttu

Ohjaaja: DI Tommi Hakanen

Tekijä Laura Anttila

Työn nimi Kaivinpaaluseinän geotekninen ja rakenteellinen toimintatapa ja mitoitusmenettelyt Suomessa ja Baltiassa

Koulutusohjelma Yhdyskunta- ja ympäristötekniikka

Pää-/sivuaine Pohja- ja kalliorakentaminen

Koodi IA3028

Työn valvoja Professori Leena Korkiala-Tanttu

Työn ohjaaja(t) DI Tommi Hakanen

Päivämäärä 07.11.2016

Sivumäärä 61 + 22

Kieli suomi

Tiivistelmä

Kaivinpaaluseinien geoteknistä ja rakenteellista mitoitusta ei käsitellä kovin kattavasti alan kirjallisuudessa. Työn tavoitteena oli selvittää, kuinka kaivinpaaluseinän geotekninen ja rakenteellinen mitoitus etenee, sekä tarkastella eri maiden (Suomen, Viron ja Latvian) välisiä eroja mitoituksessa. Työssä lisäksi selvitettiin laskentaohjelman GeoCalc käytettävyyttä kaivinpaaluseinien mitoituksessa, ja luotiin Excel-laskentapohja kaivinpaalujen alustavaan rakenteelliseen mitoitukseen Lemminkäinen Infra Oy:n käyttöön.

Kaivinpaaluseinä voidaan rakentaa eri kaivinpaalujen rakentamistavoilla, kuten kahmarikauhamenetelmällä tai Kelly-menetelmällä. Kaivinpaaluseinät rakennetaan betonista, ja seinärakenne koostuu raudoittamattomista primaaripaaluista sekä näitä leikkaavista raudoitetuista sekundaaripaaluista. Vierekkäisten paalujen väliset liitokset eivät ole raudoitettuja.

Kaivinpaaluseinän geotekninen mitoitus etenee muiden tukiseinien tavoin. Käytettävät mitoistavat sekä osavarmuuslukujen suuruudet vaihtelevat hieman maittain. Sen sijaan rakenteelliseen mitoitukseen ei voida suoraan käyttää muiden seinätyyppien mitoistustapoja. Rakenteellisessa mitoituksessa tulee kaivinpaaluja käsittelevän standardin mukaan huomioda vain raudoitetut paalut kuormaa kantavana rakenteena, jolloin sekundaaripaalut mitoitetaan sekä primaari- että sekundaaripaalun alueelle kohdistuvalle kuormalle. Tämän lisäksi Eurokoodi määrää kohdistamaan paalupoikkileikkauksen jäykkyyteen ja kestävyyskäyttöön useita varmuuskertoimia, joiden johdosta mitoitus on hyvin konservatiivinen, mikä puolestaan johtaa raskaaseen rakenteeseen.

Laskentaohjelmaa GeoCalc voidaan käyttää kaivinpaaluseinän mitoituksessa, mutta se vaatii ohjelman ulkopuolista laskentaa erityisesti rakenteellista mitoitusta tehtäessä. Laskentaa varten GeoCalciin voidaan määrittää käyttäjän syöttämällä parametreilla tukiseinätyyppi, joka saadaan kuvaamaan kaivinpaaluseinää varsin hyvin.

Avainsanat kaivinpaaluseinä, mitoittaminen, Eurokoodi, GeoCalc, rakenteellinen mitoitus, geotekninen mitoitus



Author Laura Anttila

Title of thesis Geotechnical and structural design of secant pile walls in Finland and Baltic countries

Degree programme Civil and Environmental Engineering

Major/minor Foundation and Rock Engineering

Code IA3028

Thesis supervisor Professor Leena Korkiala-Tanttu

Thesis advisor(s) Tommi Hakanen M.Sc.

Date 07.11.2016

Number of pages 61 + 22

Language Finnish

Abstract

The geotechnical and structural design of a secant pile wall is not widely covered in the literature. They are structurally different from other retaining walls, and therefore cannot be wholly designed using the same designing principles. This thesis describes the geotechnical and structural designing methods of a secant pile wall as well as the differences in design approaches between Finland, Estonia and Latvia. The thesis assesses the usability of calculation program GeoCalc in the design of secant pile wall. Furthermore, an Excel-program for primary structural design of a secant pile wall was created for the use of Lemminkäinen Infra Oy.

Secant pile walls can be constructed using different bored pile construction methods, such as chisel grab or Kelly methods. Secant pile wall is constructed using concrete. The structure consists of unreinforced primary piles and reinforced secondary piles, which are bored through the primary piles. The joints of adjacent piles are not reinforced.

The geotechnical design of a secant pile wall is similar to other retaining walls. Design approaches and partial factors differ slightly depending on the country, which results to differences in the design. Even though the geotechnical design is similar to other retaining walls, the structural design of a secant pile wall is different and therefore the same design principles cannot be fully applied. According to the bored pile standard only the reinforced secondary piles can be taken into account during structural design, which results to them being designed for a load from the area of a primary and a secondary pile. On top of this, the Eurocode advises to apply several safety factors in the stiffness and strength of the pile. This leads to a conservative design, which results in a heavy structure.

The calculation program GeoCalc can be used in designing a secant pile wall, but especially the structural design demands calculations outside the program. A user defined wall type can be created in the program, which imitates the secant pile wall fairly well.

Keywords bored pile wall, Eurocode, GeoCalc, geotechnical design, structural design

Alkusanat

Diplomityön aiheena kaivinpaaluseinien mitoittaminen nousi aiheena esille, kun Lemminkäisellä havaittiin tarve kaivinpaaluseinien alustavaan mitoitukseen käytettävälle laskentapohjalle. Kaivinpaaluseinien mitoitukseen otetaan myös hyvin vähän kantaa alan kirjallisuudessa. Tavoitteena oli siis syventyä aiheeseen ja muodostaa kokonaisuus jossa tarkastellaan sekä geoteknistä että rakenteellista mitoitusta. Lemminkäisen toimissa Suomen lisäksi muun muassa Baltian maissa, sisällytettiin tarkasteluun erot Suomen, Viron ja Latvian välillä.

Työ on tehty Lemminkäinen Infra Oy:ssä. Haluan kiittää aiheen tarjoamisesta ja työn ohjauksesta diplomi-insinööri Tommi Hakasta. Työn valvomisesta ja tarkastamisesta kiitän Aalto-yliopiston rakennustekniikan laitoksen geotekniikan professoria Leena Korkiala-Tanttua. Lisäksi kiitokset kaikille työtä muuten avustaneille henkilöille.

Espoo 7.11.2016

Laura Anttila

Sisällysluettelo

Tiivistelmä

Abstract

Alkusanat	4
Sisällysluettelo	5
Merkinnät ja lyhenteet.....	6
1 Johdanto	8
2 Kaivinpaalut ja niiden rakentaminen	9
2.1 Yleistä.....	9
2.2 Rakenne ja materiaalit	12
2.3 Valmistusperiaate	18
2.4 Vaikutukset lähiympäristöön.....	20
3 Geotekninen mitoitus	22
3.1 Yleistä.....	22
3.2 Lähtötiedot.....	22
3.2.1 Maaperätiedot.....	22
3.2.2 Mittatiedot.....	24
3.2.3 Muut lähtötiedot.....	24
3.3 Eurokoodin mukainen mitoitusperiaate.....	25
3.4 Kuormat ja kestävyyydet Eurokoodissa	26
3.4.1 Kuormat.....	26
3.4.2 Maanpaine ja vedenpaine.....	28
3.4.3 Kestävyys	33
3.5 Kokonaisvakavuus.....	33
3.6 Pystystabiliteetti	34
3.7 Kaivannon pohjan stabiliteetti	35
3.8 Hydraulinen murtuminen ja pohjan nousu	35
3.9 Riittävän upotussyvyyden määrittäminen.....	36
4 Rakenteellinen mitoitus.....	38
4.1 Yleistä.....	38
4.2 Lähtötiedot.....	38
4.3 Taivutusjäykkyys.....	40
4.4 Taivutusmitoitus	41
4.5 Leikkausmitoitus	44
4.6 Kaivinpaalujen raudoituksen vähimmäismäärät.....	45
4.7 Tuennat	46
4.8 Käyttöraja-tila	46
5 Laskentaohjelman teoriaa.....	48
5.1 GeoCalc	48
5.2 Laskentaohjelmien käyttö rakenteellisessa mitoituksessa.....	50
6 Esimerkkikohde.....	51
6.1 Yleistä.....	51
6.2 Kohteen kaivinpaaluseinä.....	52
6.3 Kohteen rakenteen tarkistus	53
6.4 Tulkintaa.....	58
7 Johtopäätökset.....	60
Lähdeluettelo	62
Liiteluettelo	65
Liitteet	

Merkinnät ja lyhenteet

A	pinta-ala
a	mittatieto
C_d	rajoittava mitoitusarvo käyttörajatilakriteerille
c_u	maan suljettu leikkauslujuus
D	paalun halkaisija
E_a	betonia ympäröivän teräksen kimmokerroin
E_c	betonin kimmokerroin
E_d	kuorman vaikutuksen mitoitusarvo
E_s	raudoitusteräksen kimmokerroin
F_d	kuorman mitoitusarvo
F_k	kuorman ominaisarvo
F_{rep}	kuorman edustava arvo
f_{ad}	betonia ympäröivän teräksen laskentalujuus
f_{cd}	betonin laskentalujuus
f_{sd}	raudoitusteräksen laskentalujuus
G	pysyvä kuorma
h_w	vedenpinnan korkeus
I_a	teräsprofiilin jäyhyysmomentti
I_c	betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
I_s	teräsipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
i_a	hydraulinen gradientti aktiivipuolella
i_p	hydraulinen gradientti passiivipuolella
K_a	maan aktiivipainekerroin
K_p	maan passiivipainekerroin
K_0	maan lepopainekerroin
K_{FI}	kuormakerroin
L	paalun pituus
M_{Rd}	poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo
M_{Ed}	mitoitettava momentti
N_{Ed}	normaalivoiman mitoitusarvo
$N_{G,Ed}$	normaalivoiman mitoitusarvon pysyvä osuus
N_R	poikkileikkauksen puristuskestävyys
P_a	maan aktiivipaine
P_p	maan passiivipaine
P_0	maan lepopaine
P_d	ankkurikuorman mitoitusarvo
Q	muuttuva kuorma
q	pintakuorma
R_d	kestävyyden mitoitusarvo
s	leikkausraudoituksen hakaväli
u	huokosvedenpaine
V_{Ed}	leikkausvoima
X_d	materiaaliominaisuuden mitoitusarvo

X_k	materiaaliominaisuuden ominaisarvo
z	syvyys (pystysuora etäisyys)
z	sisäinen momenttivarsi
α_{cc}	betonin puristuslujuuden kerroin
α_M	momenttikapasiteetin laskennassa käytettävä kerroin
β	maan pinnan kaltevuus
δ	rakenteen ja maan välinen leikkauskestävyysskulma ("seinäkitkakulma")
γ	tilavuuspaino
γ_C	betonin materiaaliominaisuuden osavarmuusluku
γ_E	kuorman vaikutuksen osavarmuusluku
γ_F	kuorman osavarmuusluku
γ_M	maan materiaaliominaisuuden osavarmuusluku
γ_R	kestävyyden osavarmuusluku
γ_S	teräksen materiaaliominaisuuden osavarmuusluku
γ_w	veden tilavuuspaino
ψ	kuormien yhdistelykerroin
Θ	paalun kaltevuus
θ	tukiseinän kaltevuus
σ	jännitys
φ	maan leikkauskestävyysskulma ("kitkakulma")
φ_t	betonin virumaluku
LVM	Liikenne- ja viestintäministeriö
OCR	ylikonsoidoitumissuhde (Over Consolidation Ratio)
ODF	ylikuormituskerroin (Over Design Factor)

1 Johdanto

Kaivinpaaluseinien mitoitusta ei käsitellä peruseriaatteita syvemmin alan kirjallisuudessa. Kohteiden mitoittaminen on tyypillisesti tehty yksinkertaistaen ja kokemusperäisesti aiempiin kohteisiin perustuen. Pohjarakenteiden mitoittaminen on 2000-luvulta lähtien Suomessa sekä Baltian maissa tullut tehdä Eurokoodiin perustuen. Vaikka Eurokoodia noudatetaan, on maiden välillä kansallisia eroja esimerkiksi käytettävissä mitoistustavoissa sekä osavarmuusluvuissa, mikä johtaa välillä hyvin erilaisiin lopputuloksiin. Työn tarkoituksena on koota yhteen kaivinpaaluseinien mitoitukseen vaikuttavia mää- räyksiä ja mitoistustapoja, sekä kuvata mitoituksen kulku Suomen, Viron ja Latvian osalta. Työssä käsitellään sekä kaivinpaaluseinän geoteknistä että rakenteellista mitoitusta.

Kaivinpaaluseinien mitoituksen suurin haaste on seinän rakenne, joka koostuu raudoit- tamattomista primaaripaaluista sekä raudoitetuista sekundaaripaaluista. Tästä johtuen kaivinpaaluseinän mitoittaminen laskentaohjelmia käyttäen ei ole aivan suoraviivaista, sillä se vaatii olettamuksia sekä yksinkertaistamista. Työn tavoitteena on muodostaa ja kuvata käyttökelpoinen tapa mallintaa ja mitoittaa kaivinpaaluseinä GeoCalc- laskentaohjelmaa apuna käyttäen. Lisäksi työn tavoitteena on luoda laskentapohja kai- vinpaaluseinien alustavaan rakenteelliseen mitoitukseen Lemminkäinen Infra Oy:n käyttöön.

Työn rakenteellisen mitoituksen osuus rajataan käsittelemään ainoastaan toisiaan leik- kaavista paaluista muodostuvia kaivinpaaluseiniä. Rakenteellisessa mitoituksessa keski- tytään lisäksi vain tankoraudoitteilla raudoitettuihin paaluihin. Mitoitusta käsitellään Suomen, Viron sekä Latvian mitoistustapojen mukaisesti, ja laskentaesimerkissä käyte- tään näiden maiden kansallisia arvoja.

2 Kaivinpaalut ja niiden rakentaminen

2.1 Yleistä

Pohjarakenteita tarvitaan kantavien rakenteiden tukemiseksi, jos rakennuskohteen maaperä ei ole sellaisenaan riittävän kantavaa suunnitellun rakenteen tukemiseksi. Pohjarakenteisiin lukeutuvat niin kevyet laatta- ja anturaperustukset, erikokoiset paalut, kun kymmeniä metrejä pitkät ja leveät tukiseinätkin. Paalujen käyttökohteet vaihtelevat, mutta tyypillisesti paalutettavan rakennuspaikan pohjamaa on heikkoa, ja rakenteen kuormia on tarpeen siirtää alempiin maakerroksiin tai kallioon. Jokaiseen kohteeseen pyritään valitsemaan paalutyyppi, joka kantaa kuormat riittävällä varmuudella, mutta joka ei ole kantavuudeltaan ylimitoitettu ja näin aiheuta tarpeettoman suuria rakennuskustannuksia.

Tukiseinät ovat alun perin työnaikainen rakenne, jolla varmistetaan rakennuskaivannon stabiliteetti. Tukiseinien kehittyessä kantavammiksi myös niiden kustannukset ovat nousseet, mikä on kannustanut suunnittelemaan tukiseiniä osaksi lopullista rakennetta. Yksi yleisimmistä pysyvän rakenteen osaksi jäävistä tukiseinistä on kaivinpaaluseinä sen suuren kantavuuden ja hyvän vesitiiviyyden vuoksi.

Kaivinpaaluseinä koostuu yksittäisistä paaluista, jotka muodostavat yhdessä seinän. Kaivinpaaluja voidaan rakentaa myös yksitellen käytettäväksi yksittäisten paalujen tai paaluryhmien tapaan. Kaivinpaaluseiniä on Suomessa rakennettu ensimmäisen kerran vuonna 1956 Nokialla. Keski-Euroopassa kaivinpaaluseiniä on käytetty laajalti jo ennen tätä. (Juhola & Keinonen 1986.)

Kaivinpaalut kuuluvat valmistustapansa perusteella maata syrjäyttämättömiin, kaivettaviin paaluihin. Määritelmän mukaan kaivettavat paalut ovat suojaputken avulla tai ilman sitä kaivamalla tai poraamalla maahan tehtäviä kaivantoja, jotka täytetään raudoitettulla tai raudoittamattomalla betonilla (RIL 254-2011). Kaivinpaalujen vaatimukset, materiaalit, käyttökohteet sekä mitoitusohjeet kuvataan kattavasti eurooppalaisessa toteutusstandardissa SFS-EN 1536: *Execution of special geotechnical work. Bored piles*.

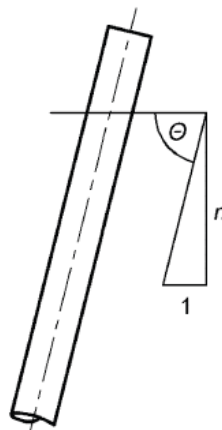
Kaivinpaalut kuuluvat lisäksi Suurpaaluohjeen 2001 määritelmän mukaisesti suurpaaluihin. Näitä ovat paalut, joiden kantavuus on vähintään 1,5 MN ja halkaisija vähintään 300 mm. Suurpaaluja voidaan rakentaa useilla eri valmistustekniikoilla, mutta niille yhteistä on, että ne sopivat haastaviin olosuhteisiin kuten lohkareiseen tai kiviseen maaperään, syville pehmeiköille ja vesialueille sekä kohteisiin, joissa paalulta vaaditaan suurta kantavuutta tai taivutusvastusta. Kaivinpaalut, kuten myös muut suurpaalut, tehdään yleensä kallioon tai tiiviiseen moreeniin tukeutuvina tukipaaluina, sillä tällöin paalumateriaalin lujuus saadaan käytettyä tehokkaasti hyväksi. (RIL 212-2001.)

Kaivinpaalujen halkaisijat vaihtelevat suurpaalujen vähimmäismitasta eli 300 millimetristä tyypillisesti 1200 millimetriin, mutta jopa halkaisijaltaan 3000 mm paalut ovat mahdollisia toteuttaa. Paalun koko riippuu lopulta kaivuun käytettävästä kalustosta,

tyypillisesti kokovaihtoehtoja on 50 mm välein halkaisijaltaan alle 600 mm paaluissa, ja 150 mm välein tätä suuremmissa paaluissa (Fleming et al. 2009). Paalun halkaisijan nimellismittana käytetään työputken ulkoläpimittaa. Kaivinpaalujen pituudet ovat tavallisesti 10-25 metrin luokkaa, mutta myös huomattavasti tätä pidempiä paaluja on mahdollista tehdä esimerkiksi jatketuilla Kelly-tangoilla (Fleming et al. 2009). Pisimmät rakennetut kaivinpaalut Suomessa ovat olleet 80 metriä (Juhola & Keinonen 1986). Kaivinpaaluseiniksi rakennettavien paalujen pituudet riippuvat tuettavan kaivannon syvyydestä, mutta kaivantojen ollessa harvoin useita kymmeniä metrejä syviä, ovat myös seiniin rakennettavat paalut usein yksittäisiä paaluja lyhempiä.

Standardi SFS-EN 1536 esittää rajoituksia suunniteltavien kaivinpaalujen mitoille ja ominaisuuksille. Standardi käsittää paalut, joiden poikkileikkaus on vakio koko paalun varren matkalta, tai sen poikkileikkaus muuttuu säännönmukaisesti. Näihin muutoksiin lukeutuvat kaivetun pohjan laajennus, teleskooppimaisesti muuttuvat varren mitat, sekä kaivetut varren laajennukset. Kaivinpaalujen valmistusmenetelmän vuoksi paalut ovat poikkileikkaukseltaan pyöreitä. Kaivinpaaluseinissä käytettävät paalut ovat koko matkalta vakiokokoisia, mutta erillisissä paaluissa Suomessa on käytetty myös pohjastaan laajennettuja paaluja. (SFS-EN 1536.)

Kaivinpaalujen standardinmukainen maksimikaltevuus on kuvan 1 mukaisin merkinnän $n \geq 4$ ($\Theta \geq 76^\circ$) suojaputkettomille paaluille sekä $n \geq 3$ ($\Theta \geq 72^\circ$) paaluille, joilla on pysyvä suojaputki (SFS-EN 1536).

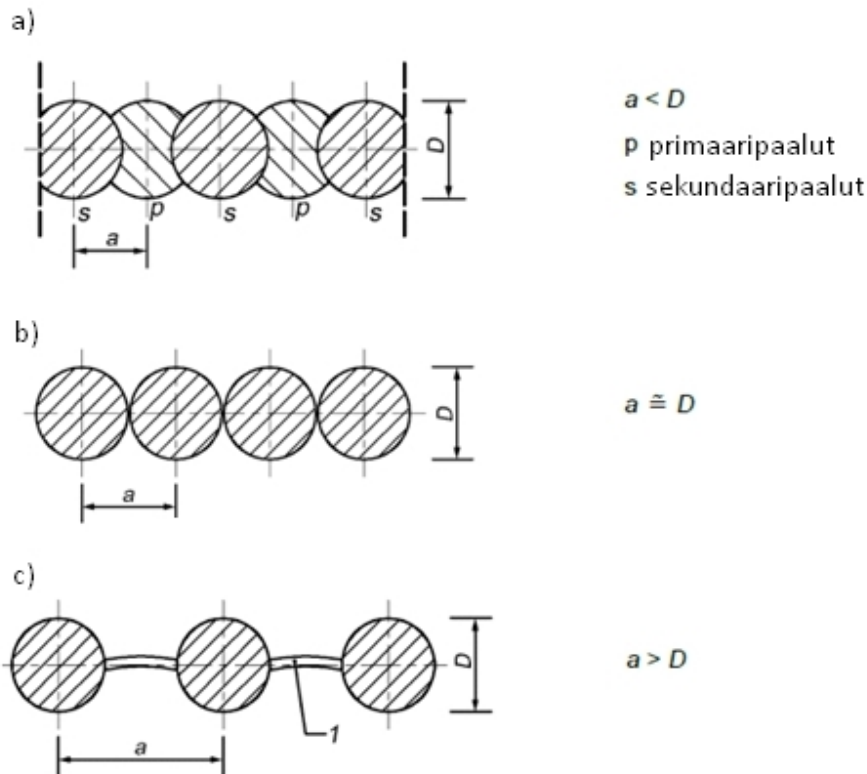


Kuva 1 Kaivinpaalujen kaltevuuden merkinnät (SFS-EN 1536).

Yksittäisten kaivinpaalujen käyttäminen pohjarakenteena on käyttökelpoinen vaihtoehto erityisesti jäykissä savissa, koska paalukaivannon seinät ovat silloin stabiilit eikä kaivanto välttämättä tarvitse tuentaa koko matkaltaan (Fleming et al. 2009). Kun kaivanto pysyy avoinna ilman tuentaa, on sen rakentaminen tuettua kaivantoa yksinkertaisempaa sekä edullisempaa. Kaivinpaaluja voidaan kuitenkin käyttää myös pehmeissä savissa tai muissa haastavissa pohjaolosuhteissa, jolloin paalukaivanto tuetaan pitkällä jatketulla työputkella tai muilla menetelmillä, kuten kaivannossa pidettävillä lietteillä. Lisäksi kaivinpaalujen etuna muihin paalutusmenetelmiin nähden on, että niitä voidaan käyttää

myös kivisessä ja lohkareisessa maassa. Jos työputkea hierrettäessä vastaan tulee lohka-reita, jotka ovat liian suuria kaivettavaksi ylös, on ne mahdollista rikkoa työputken läpi käytettävällä meisselillä tai tarvittaessa räjäyttää. Kaivinpaalut voidaan rakentaa hyvin lähelle toisiaan, sillä niitä tehtäessä maata ei syrjäytetä sivulle, ja näin paalun rakenta-minen ei vaurioita vieressä olevaa, valmista paalua. (RIL 212-2001.)

Kaivinpaaluista on tyypillistä rakentaa erillisten paalujen lisäksi myös yhteneviä kaivin-paaluseiniä, jolloin ne toimivat pystykuormia kantavien rakenteiden lisäksi kaivannon tukiseinäinä. Seinän muodostavilla paaluilla on kaikilla sama halkaisija. Kaivinpaalusei-nät voidaan jakaa kolmeen erilaiseen seinätyyppiin niiden rakenteen mukaan (kuva 2). Paalut voivat leikata toisiaan, olla vierekkäin (sivuta toisiaan) tai olla etäällä toisistaan, jolloin paalujen välillä käytetään tukirakenteita. (SFS-EN 1536.)



Kuva 2 Erilaisia kaivinpaaluseiniä. a) Toisiaan leikkaavat paalut, b) Vierekkäiset paalut, c) Toisistaan etäällä olevat paalut. (SFS-EN 1536.)

Jos kaivinpaaluseinän on tarpeen olla vesitiivis eli patoseinä, rakennetaan paalut leikkaamaan toisiaan. Vierekkäisten paalujen keskipisteiden etäisyys toisistaan on tällöin 0,7 - 0,85 kertaa paalun halkaisija (RIL 181-1989). Toisiaan leikkaavista paaluista tyypillisesti vain joka toinen raudoitetaan. Tässä työssä perehdytään tarkemmin juuri tällaisiin toisiaan leikkaavista paaluista koostuviin kaivinpaaluseiniin, sekä niiden mitoitusmenetelmiin. Työssä myös käytetään jatkossa termiä *kaivinpaaluseinä* tarkoittamaan toisiaan leikkaavista paaluista muodostuvaa seinää.

Kaivinpaaluseinässä, jossa vierekkäiset paalut vain sivuavat toisiaan, kaikki paalut raudoitetaan (RIL 181-1989). Rakennuspaikan olosuhteiden ollessa niin haastavat, ettei kaivinpaalujen sijainti- ja kaltevuuspoikkeamia saada pidettyä toimivan seinän rajoissa, voidaan seinä tehdä yhdistelmäseinänä. Tällöin vierekkäisten kaivinpaaluseinien väliin tehdään suihkuinjektointipilarit, jolloin voidaan joustavammin ottaa huomioon kaivinpaalujen toteutuneet kaltevuudet ja saada aikaiseksi varmasti vesitiivis rakenne. (RIL 263-2014.)

Kaivinpaaluseinän etuina on sen toimiva valinta pysyvänä, vesitiiviinä tukiseinänä. Se toimii osana lopullista rakennetta, ja se voidaan rakentaa lähes minkälaisiin pohjaolosuhteisiin tahansa. Suuria tyhjätiloja sisältävässä lohkaretäytössä kaivinpaalujen käyttäminen ei ole kannattavaa, kuten ei myöskään erittäin pehmeässä savessa, jossa betonimassa voi hyvin todennäköisesti karata hallitsemattomasti ympäröivään maahan (RIL 263-2014). Sen etuina ovat kuitenkin vähäiset vaikutukset ympäröivään maahan, sillä se ei maata syrjäyttämättömänä rakenteena aiheuta painumia ja voidaan rakentaa aiheuttaen hyvin vähän tärinää (Rantamäki & Tammirinne 1979). Kaivinpaaluseinän vaikutuksia ympäröivään maahan ja lähiympäristöön käsitellään tarkemmin kappaleessa 2.4.

Kaivinpaaluseinä on hidas tehdä, eli se vaatii pitkän rakennusajan muihin tukiseinätyyppeihin verrattuna. Lisäksi sen rakentaminen vaatii erikoiskalustoa, ja on usein muita tukiseinätyyppejä kalliimpi rakentaa.

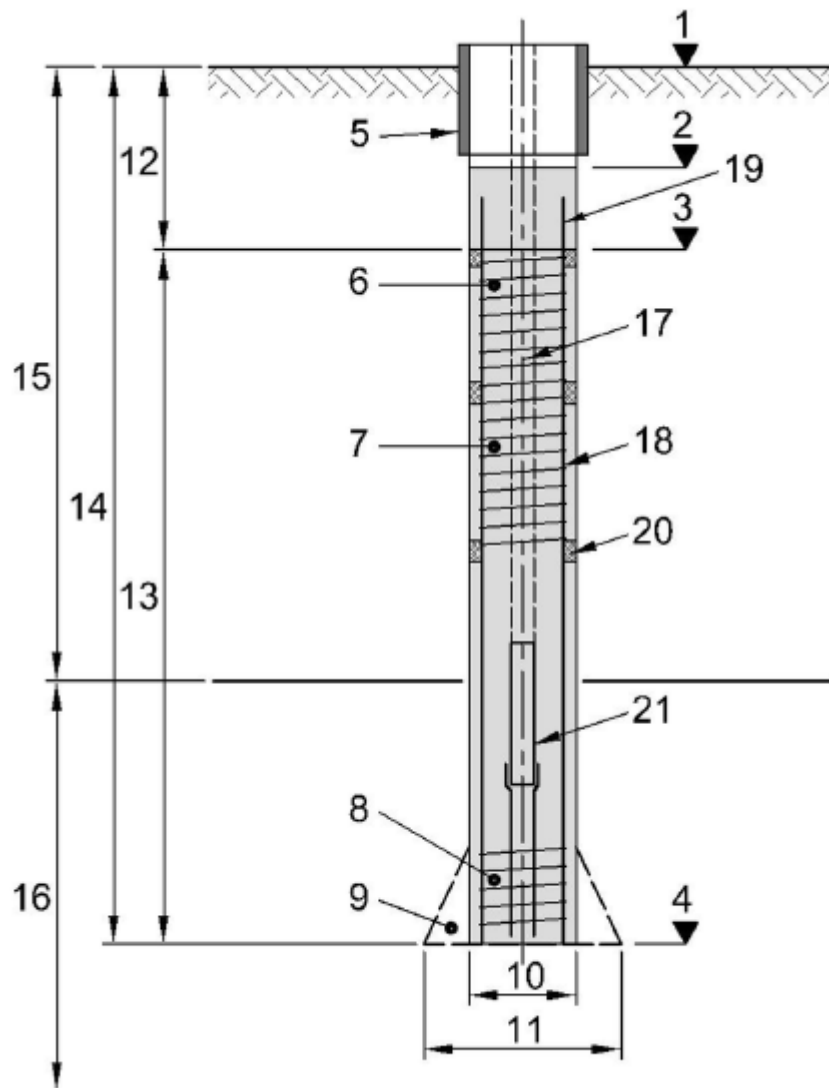
2.2 Rakenne ja materiaalit

Valmiit kaivinpaalut sekä kaivinpaaluseinät koostuvat raudoitetusta betonista. Lisäksi paaluissa on mahdollista käyttää suoja-, työ- ja vaippaputkia, tarkastusputkia sekä kal-liokärkiä tai muita kiinnikkeitä paalun pohjalla. Kaivinpaalujen osat on esitetty kuvassa 3. Tukiseinänä toimiva kaivinpaaluseinä useimmiten tuetaan esimerkiksi ankkurein tai sisäpuolisin tuennoin.

Betoni

Kaivinpaaluissa käytettävältä betonimassalta vaaditaan seuraavat ominaisuudet (RIL 254-2011, SFS-EN 206 2014):

- hyvä kestävyys erottumista vastaan
- hyvä plastisuus ja koossapysyvyys
- hyvä juoksevuus
- hyvät valuvuusominaisuudet
- kyky itsetiivistymiseen
- riittävä työstettävyys aina työputken poistoon asti
- vesitiivisyys kovettumisen jälkeen.



Kuva 3 Kaivinpaalujen rakenne ja osat. 1) Työskentelytaso 2) Valutaso 3) Katkaisutaso 4) Paalun kärjen taso 5) Ohjausputki 6) Paalun yläosa 7) Paalun varsi 8) Paalun pohja 9) Pohjan laajennus 10) Paalun halkaisija, D 11) Pohjan halkaisija 12) Paalukaivannon tyhjä osa 13) Paalun pituus, L 14) Kaivussyvyys 15) Maakerrostuma 16) Kantava maakerros 17) Paalun akseli 18) Raudituskehikko 19) Tartuntateräs 20) Ohjain 21) Valuputki. (SFS-EN 1536)

Kaivinpaaluissa käytettävän betonin suunnittelulujuusluokan tulee olla vähintään C20/25, mutta myös lujempaa betonia voidaan käyttää jos rakennuspaikka tai suunnitelmat niin vaativat (RIL 254-2011). Kaivinpaaluseinien rakenteellista mitoitusta käsitellään tarkemmin kappaleessa 4. Standardissa SFS-EN 206 esitetään taulukon 1 mukaiset määräykset kaivinpaaluissa käytettävän betonin sementtimäärälle sekä hienoainespiitoisuudelle. Pohjarakennustoissa käytettävän betonin suurin sallittu vesi-sementtisuhde on 0,6 (SFS-EN 206 2014).

Taulukko 1 Kaivettavien paalujen vähimmäisementsimäärä ja hienoainespitoisuus (SFS-EN 206 2014).

Sementtimäärä	
- kuivavalu	$\geq 325 \text{ kg/m}^3$
- vedenalainen valu	$\geq 375 \text{ kg/m}^3$
Hienoainespitoisuus*	
- karkea kiviaines, $d > 8 \text{ mm}$	$\geq 400 \text{ kg/m}^3$
- karkea kiviaines, $d \leq 8 \text{ mm}$	$\geq 450 \text{ kg/m}^3$

* raekoko $d < 0,125 \text{ mm}$, mukaan lukien sementin hienoainespitoisuus

Kaivinpaaluseiniä rakennettaessa primaari- ja sekundaaripaaluissa käytetään useimmiten erilaista betonia. Primaaripaaluissa käytettävä betoni on vähemmän lujaa, ja sen ehdottomasti tärkein ominaisuus on työstettävyys. Kun primaaripaalua leikkaava sekundaaripaalu tehdään, on betonin oltava saavuttanut stabiliteetti, mutta se ei saa olla liian lujaa, jolloin sekundaaripaalun työputki ei lävistä sitä. Primaaripaaluissa voidaan betonin sijasta käyttää esimerkiksi itsekovettuvaa lietettä (RIL 254-2-2011).

Raudoitus

Kaivinpaalut raudoitetaan yleensä valmiilla raudoituselementillä eli raudoitushäkillä, sillä elementtien asentaminen ja paikalleen kohdistaminen valmistusvaiheessa on huomattavasti yksittäisiä raudoitetankoja helpompaa. Raudoitushäkki koostuu pitkittäistankoista eli pääraudoitteista, jotka ovat paalun taivutuskestävyyden kannalta oleellisin osa, sekä poikittaisista, pitkittäistankoja kiertävistä raudoitteista, jotka toimivat paalun leikkausraudoituksena. Jäykistysrenkaat tai muut raudoitushäkkiä koossa pitävät rakenteet voidaan huomioida poikittaisena raudoituksena vain jos ne on kunnolla kiinnitetty pitkittäisteräksiin. Vaihtoehtona raudoitushäkillä voidaan paalun raudoituksessa käyttää paalun mittaista teräsputkea tai -profiilia (RIL 254-2-2011). Raudoituksen rakenteellisia vaatimuksia käsitellään enemmän kappaleessa 4.6.

Paalun vaatimustenmukaisuuden varmistamiseksi standardissa SFS-EN 1536 esitetään määräyksiä raudoituksen vapaasta välistä eli raudoitushäkin reikien koosta, sekä suojaetäisyydestä paalun pinnan ja raudoituksen välillä. Pitkittäisraudoituksen tankojen tai tankonippujen sekä poikittaisraudoitteiden vapaan välin tulee olla vähintään 100 mm. Jos käytettävän kiviaineksen maksimiraekoko on 20 mm, voidaan vapaan välin sallia olevan vähintään 80 mm. Samankeskeisiä pitkittäistankokerroksia tulisi välttää. Jos niitä kuitenkin käytetään, tulee eri kerroksissa olevat tangot sijoittaa säteittäisesti toistensa taakse. Tankokerrosten välisen vapaan välin tulee olla vähintään kaksi kertaa tangon paksuus tai 1,5 kertaa karkean kiviaineksen raekoko; näistä valitaan suurempi. Raudoitukseen käytettävän teräksen oltava standardin EN 10080 mukaista. (SFS-EN 1536)

Raudoituksen ulkopuolelle tulee asentaa ohjaimet, jotka varmistavat raudoituksen pysymisen keskellä paalua sekä betonipeitteen suojaetäisyyden toteutumisen. Ohjaimet asennetaan symmetrisesti raudoituksen ympärille niin, että niillä on riittävä toleranssi työputken tai paalukaivannon seinään, jotta raudoitus voidaan asentaa paikalleen seinää

vaurioittamatta. Ohjaimia tulisi olla vähintään 3 kappaletta jokaisella tasolla, kun tasojen välit ovat enintään 3,0 metrin välein paalun pituussuunnassa. Vinopaaluissa sekä paaluissa, joiden halkaisija $D \geq 1,2$ m ohjainten määrää tulisi lisätä. Ohjainten tulee olla materiaalia, joka ei aiheuta korroosiota raudoitukseen tai sirpaloitumista betoniin. Yleisesti käytettäviä materiaaleja tähän tarkoitukseen ovat muovi ja betoni, myös ruostumattomasta teräksestä tehdyt kaistaleet käyvät. (SFS-EN 1536)

Paikalla valettuun teräsbetonipaaluun suunnitellun raudoituksen tulee noudattaa standardissa SFS-EN 1536 määritettyjä minimisuojaetäisyyksiä. Ne määräytyvät paalun halkaisijan mukaan niin, että suojaetäisyys on

- 60 mm paaluille, joiden halkaisija $D > 600$ mm
- 50 mm paaluille, joiden halkaisija $D \leq 600$ mm.

Seuraavissa tapauksissa minimisuojaetäisyyttä tulisi nostaa 75 millimetriin:

- paalut lävistävät pehmeän maaperän ilman suojaputkea
- paalu valetaan vedenalaisena valuna betonimassalla jonka enimmäisraekoko on 32 mm
- sementin korvikkeena käytetään silikaattia
- raudoitus asennetaan paaluun betonoinnin jälkeen
- paalukaivannon seinät ovat epätasaiset.

Minimisuojaetäisyyttä voidaan kuitenkin vähentää 40 millimetriin maahan jääviä suojaputkia tai vaippaputkia vasten, jos sellaisia käytetään. (SFS-EN 1536)

Putket

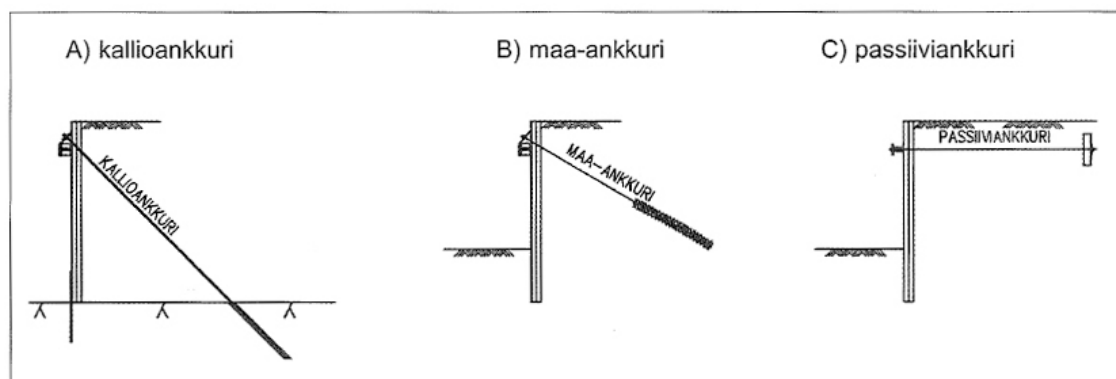
Paalun tekemisessä ja lopputuloksen laadun varmistuksessa voidaan käyttää apuna erilaisia putkia joko paalun ja maan välissä tai raudoituksen sisällä. Näitä ovat:

- Vaippaputki:
Paalun ulkopuolelle tuleva ohut putki, jonka tarkoitus on toimia muottina betonin ympärillä lohkaraisessa täytössä, vedessä tai hyvin pehmeässä ($c_u \leq 15$ kN/m²) savimaassa.
- Työputki sekä pysyvä työputki:
Putkia, jotka varmistavat, ettei betoni sekoitu ympäröivään maahan. Työnaikainen työputki nostetaan betonoinnin edetessä pois kaivannosta, pysyvä jää osaksi liittorakenteista paalua.
- Tarkastusputket:
Paalun sisään, yleensä myös raudoituksen sisäpuolelle asennettavia ohuita putkia, joiden kautta voidaan joko tarkastella betonoinnin laatua, tai esimerkiksi porata kallioon tukeutuvan paalun ankkuri. (RIL 254-2-2011.)

Tuennat

Kaivinpaaluseinä voidaan rakentaa tuettavaksi joko kaivannon sisäpuolisella tai ulkopuolisella vaakatuennalla tai ulokkeena niin, että se tukeutuu ainoastaan kaivutason alapuoliseen maahan. Tuentatavan valinta sekä tuennan mitoitus riippuvat kaivannon tuentatarpeen kestosta; alle 2 vuotta tuennassa oleva kaivanto luetaan työnaikaiseksi, yli 2 vuotta pysyväksi. Kaivinpaaluseinien ollessa useimmiten lopullisen rakenteen osana toimiva tukirakenne ne mitoitetetaan tuentoineen pysyvänä rakenteena. Mitoitustilanteista sekä mitoitukseen käytettävistä kuormista lisää kappaleissa 3.3 ja 3.4.

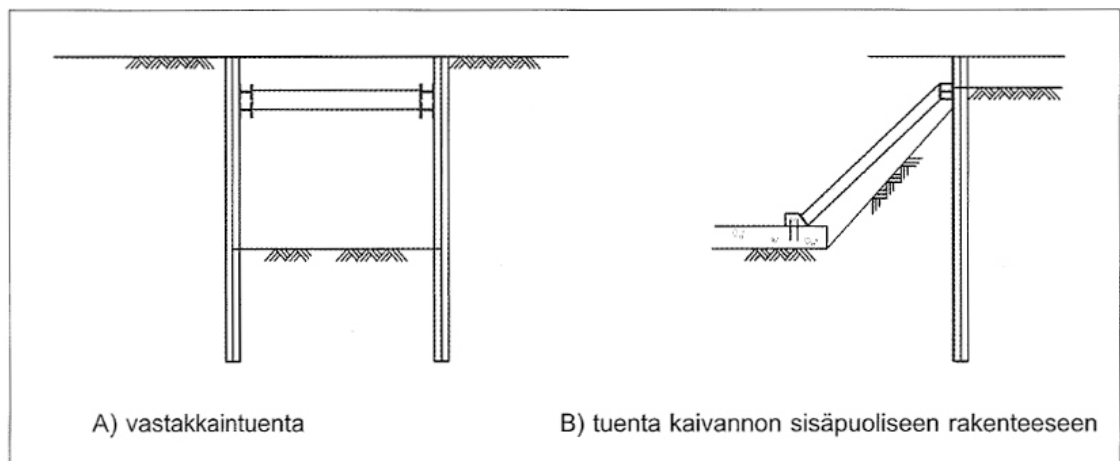
Ulkopuolelta tuettu kaivanto tuetaan vetoankkurein, jotka voivat olla joko maa-, kallio- tai passiiviankkureita (kuva 4). Kallioankkurin kaltevuuskulma on yleensä 45° , ja se tukeutuu nimensä mukaisesti kallioon. Maa-ankkurin kaltevuuskulma on 45° tai loivempi niin, että se tavoittaa ankkuroitumiseen sopivan tiiviin kitkamaakerroksen. Passiiviankkuri ankkuroidaan ankkuripontteihin, ankkurilaattaan tai vastaavaan, ja se on yleensä vaakasuora. Ankkurit kiinnitetään tukiseinään jäykistävällä ja kuormia jakavalla vaakapalkilla. (RIL 263–2014.)



Kuva 4 Kaivannon ulkopuolinen tuenta vetoankkurein (RIL 263-2014).

Sisäpuolinen tuenta voidaan toteuttaa puristussauvoin, jotka tukeutuvat joko vastakkaiseen tukiseinään tai kaivannon sisäpuoliseen rakenteeseen, tai seinien välisellä betoni-laamalla, joka toimii lopullisena rakenteena (kuva 5). Puristussauvoina käytetään kapeissa kaivannoissa yleensä HEB-teräspalkkia ja leveissä kaivannoissa teräsputkea, jonka halkaisija on 500–1000 mm. (RIL 263-2014.)

Ulkopuolinen tuenta sopii laajoihin kaivantoihin, joissa sisäpuolisesta tuennasta olisi rakentamisen aikana huomattavasti haittaa. Sitä käytetään usein myös, jos kaivanto on syvä, ja sitä on tarpeen tukea monelta tasolta. Sisäpuolinen tuenta taas sopii kapeisiin kaivantoihin kuten putkikaivantoihin, laajempiin kaivantoihin jos työvaiheistus saadaan suunniteltua niin, ettei tukirakenteista ole suurta haittaa rakentamiselle, sekä kohteisiin, joissa kaivantoa ei ympäristöolosuhteiden vuoksi voida tukea ulkopuolelta. Sisäpuolisen tuennan rakennuskustannukset ovat yleensä ulkopuolista tuentaa pienemmät, joten sen käyttömahdollisuudet kannattaa selvittää. Lisäksi vaakasuoran sisäpuolisen tuennan etuna on se, ettei se aiheuta pystykuormaa tukiseinille. (RIL 263-2014.)



Kuva 5 Kaivannon sisäpuolinen tuenta puristussauvoin (RIL 263-2014).

Ulokkeena toimiva tukiseinä (jota kutsutaan myös nimellä vapaa tai tukematon tukiseinä) pysyy pystyssä ainoastaan kaivutason alapuoliseen maahan upotettuun seinän osaan vaikuttavan passiivipaineen avulla. Vapaita tukiseiniä voidaan käyttää matalissa kaivannoissa ja vain kitkamaissa, sillä koheesiomaissa vapaa tukiseinä alkaa ajan mittaa kallistua. (RIL 263-2014.)

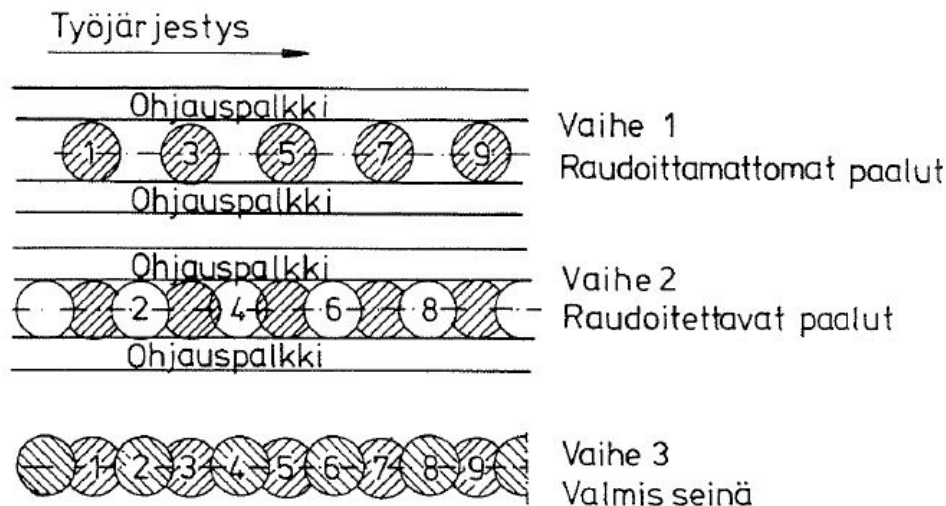
Tukiseinän alapää suunnitellaan yleensä ulotettavaksi tasoon, jossa ankkurivoimista siirtyvä pystykuorma saadaan siirrettyä riittävän kantavaan maakerrokseen tai kallioon. Vaakakuormien tuennassa seinän alapää voi toimia kolmella tavalla (RIL 263-2014):

- tukeutua passiivipaineeseen kaivuutason alapuolella
- toimia ulokkeena ja tukeutua ylempään tukitasoon
- tukeutua kallioon esim. juuripultein.

Kaivinpaalut pyritään ulottamaan aina kovaan pohjaan tai kallioon, jotta ne toimivat tukipaaluina optimaalisesti. Jos paalun kärki ulottuu kallioon, tulee kalliokontakti varmistaa kaivannon pohjalta, ja tarvittaessa poistaa rapautunut tai huonosti kantava kallion pintakerros ennen paalun valua. Kalliokontaktia voidaan parantaa kärjen injektoinnilla, jolloin varmistetaan siitä, ettei paalun ja kalliopinnan väliin jää maata joka kuormituksen alaisena painuu. Paalun tukeutuessa vinolle kalliopinnalle pyritään paalun kärjen kohta meislaamaan tasaiseksi. Jos tämä ei ole mahdollista, ja paalu tukeutuu vinolle pinnalle (kallion pinnan ja paalun pituusaskelin normaalin väli on yli 15°), on paalun kärjen sivutuenta mitoitettava ja varmistettava käyttämällä esimerkiksi kalliiotappeja. Erityisissä tapauksissa paalun kärki voidaan ankkuroida kallioon tai maakerrokseen niin, että paalu voi ottaa vastaan myös vetorasituksia. (RIL 212-2001.)

2.3 Valmistusperiaate

Kaivinpaalujen rakentamiseen on useita vaihtoehtoisia menetelmiä, joista Suomessa yleisimmin käytetty on kahmarikauhamenettelmä. Työkoneiden tehon kehittyessä vaihtoehtoiset menetelmät ovat myös nostaneet suosiotaan. Suomessa käytössä olleita muita valmistusmenetelmiä ovat muun muassa CFA-menettelmä sekä Kelly-menettelmä (Asikainen 2009).



Kuva 6 Kaivinpaaluseinän rakentaminen (RIL 181-1989).

Toisiaan leikkaavista paaluista muodostuva kaivinpaaluseinä rakennetaan pääpiirteittäin samalla tavalla kuin yksittäisetkin kaivinpaalut, joten sen tekemiseen voidaan käyttää mitä tahansa alla esitetyistä kaivinpaalujen valmistusmenetelmistä. Ennen paalukaivantojen kaivamista seinän suunnitellulle paikalle rakennetaan ohjauspalkki, jonka tehtävä on ohjata paalut oikeille paikoilleen tasaiseen rivistöön. Kaivinpaaluseinän paaluista useimmiten vain joka toinen raudoitetaan. Ensin kaivetaan ja valetaan raudoittamattomat primaaripaalut. Kun primaaripaalut ovat saavuttaneet stabiliteetin vaatiman lujuuden, kaivetaan raudoitettavat, primaaripaaluja leikkaavat sekundaaripaalut. Kaivinpaaluseinien tekotapa on esitetty kuvassa 6. Paalujen tekojärjestys ja käytettävän betonin lujuus tulee valita niin, ettei primaaripaalujen lujuus ole sekundaaripaaluja kaivettaessa liian suuri, jolloin sekundaaripaalu ei leikkaa primaaripaalua. (RIL 254-2011)

Kahmarikauhamenettelmässä paalukaivanto tehdään hirtämällä maahan avonaista työputkea, jonka alapäässä on useimmiten rengaskruunu helpottamassa putken upottamista. Putken upottua maahan sen sisälle jäänyt maamateriaali tyhjennetään kahmarikauhalla kaivamalla. Jos vastassa on kiviä tai lohkareita, jotka estävät putken upottamista tai joiden nostaminen kaivukalustolla ei onnistu, ne rikotaan työputken läpi joko meislaamalla tai erityistapauksissa räjäyttämällä.

Kun kaivanto on saavuttanut määräsyyvyyden, varmistetaan pohjan puhtaus, eli että paalu ulottuu joko suunniteltuun kantavaan kerrokseen tai kallioon. Jos paalu on suunniteltu tuettavaksi vinoon kallioon, asennetaan paalun pohjaan kalliotapit tai muu kiinnitysmenetelmä.

Paalukaivanto voidaan toteuttaa maaperäolosuhteista riippuen joko tuettuna tai tukematomana. Kaivantoa voidaan tukea pysyvällä tai poistettavalla metallisella työputkella tai kaivannossa pidettävillä lietteillä, jotka tukevat seiniä betonointiin asti ja nousevat betonin pinnan noustessa kaivannosta pois. Maahan jätettävä putki voi toimia lopullisessa paalussa liittorakenteen osana. Lisäksi esimerkiksi pehmeässä savessa, vedessä tai loh-kareisessa täytössä raudoituksen ympärille voidaan asentaa ohut vaippaputki, joka toimii muottina betonille ja estää sen sekoittumisen ympäröivään maahan. (RIL 254-2011.)

Jos kyseessä on raudoitettava sekundaaripaalu, lasketaan kaivantoon ennen betonointia raudoitushäkki, jonka sijainti paalun keskellä varmistetaan raudoituksen ja kaivannon seinien tai suojaputken väliin jäävillä ohjaimilla. Paalun betonointi toteutetaan putkella, jolla johdetaan betonimassa kaivannon pohjalle. Betonin erottuminen sekä sekoittuminen maahan pyritään välttämään pitämällä putken pää betonoinnin aikana betonimassan sisässä. Jos paalun tuennassa on käytetty suoja- tai vaippaputkea, sitä nostetaan betonointaessa ylös varovasti niin, että sen alareuna on koko ajan vähän matkaa betonin pinnan alapuolella. Kaivinpaaluissa käytettävä betonimassa on itsetiivistyvää. Paalun ylintä 1-2 metriä voidaan täryttää, mutta liikaa tärytystä tulee välttää jotta ympäröivä maa ei pääse sekoittumaan betoniin. Betonin kovettumisen jälkeen paalu katkaistaan suunniteltuun pituuteen. (Asikainen 2009, Fleming et al. 2009, RIL 212-2001)

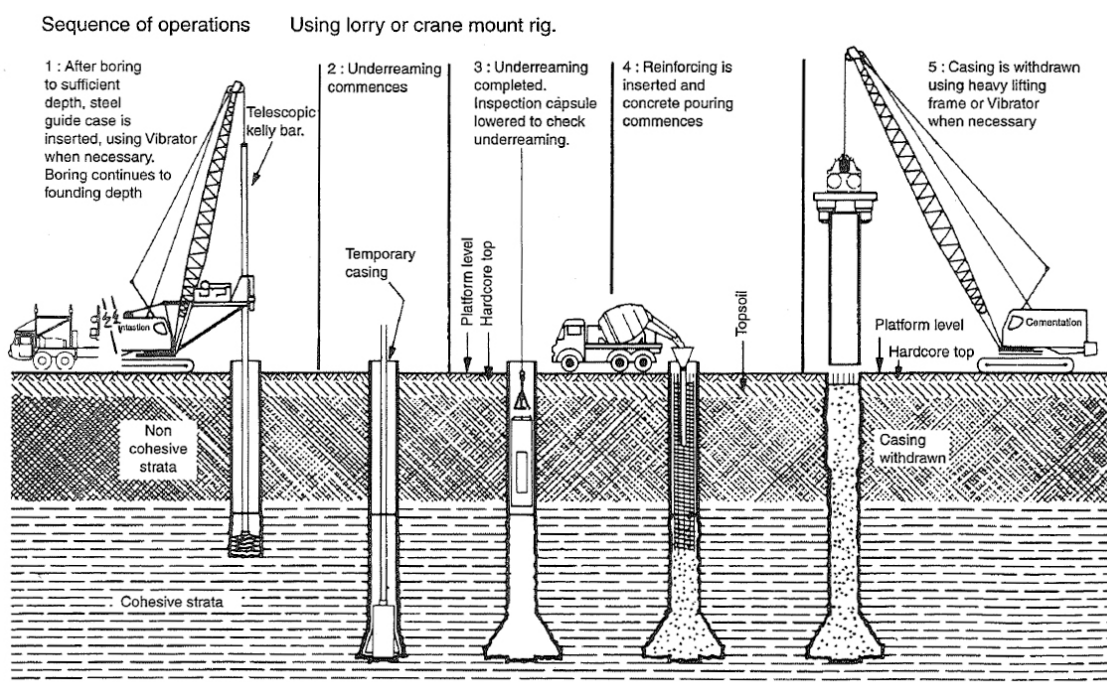
Continuous Flight Auger – paalutuksessa (CFA) paalukaivantoon painetaan kiertäen yhtenäinen, pitkä ruuvimainen Auger-kaira. Kun kairan kärki on paalun suunnitellussa upotussyvytydessä, ruuvi nostetaan ylös, ja sen keskellä olevasta ontosta putkesta pumpataan betonia kaivannon pohjalle samassa tahdissa kun kaivettu maa nousee kairan siipien mukana pois kaivannosta. Siivissä oleva maamateriaali tukee kaivannon seiniä sortumiselta, ja kairan noustessa se korvautuu betonilla, eli erillisiä tuentamenetelmiä ei CFA-paalutuksessa tarvita. Kairan noustua kokonaan pois kaivannosta märkään betoniin upotetaan raudoitushäkki. Enintään 10 metrin pituisiin kaivantoihin raudoitushäkki voidaan laskea märkään betoniin ilman täryttämistä. Tätä pidempiä paaluja rakennettaessa betonimassaa täytyy täryttää, jotta häkki asettuu kohdalleen. (Fleming et al. 2009, RIL- 254-2011.)

CFA- paalujen suurin mahdollinen halkaisija on 1200 mm ja pituus noin 30 m, sillä yhtenäinen ruuvi pitää kiittää maahan kerralla. Paalukaivannon kaivu CFA-menetelmällä aiheuttaa hyvin vähän tärinää tai melua, joten se sopii käytettäväksi koh-teissa joissa ympäristö asettaa näille rajoituksia. CFA-menetelmällä voidaan tehdä vain maahan tukeutuvia tukipaaluja tai koheesiopaaluja, sillä kärjen kalliokontaktia ei voida varmistaa ennen betonointia. (Fleming et al. 2009.)

Kelly-menetelmällä (toiselta nimeltään rotaatiokairaus) kaivinpaalu tehdään kahmari-kauhamenetelmän kaltaisesti työputken avulla. Menetelmän mukainen valmistusperiaate on esitetty kuvassa 7. Kelly-menetelmässä samalla työkoneella voidaan sekä painaa työputki kaivantoon, että kaivaa maa pois Kelly-tangon päähän asennettavilla erilaisilla

työkaluilla kuten kannukairalla, sydänkairalla tai lyhyellä Auger-kairalla. Kelly-tanko voi olla teleskooppinen, mikä mahdollistaa hyvin syvien kaivantojen tekemisen. (Asikainen 2009, Fleming et al. 2009.)

Lyhyttä Auger-kairaa käyttämällä on myös mahdollista tehdä kaivannon pohjaan levennys. Levennetyn paalun pohjan halkaisija voi olla jopa 6000 mm. Levennyksen voi tehdä vain stabiiliin maaperään, jossa kaivanto ei tarvitse tuentaa pysyäkseen avoinna. Levennys tehdään laskemalla muuten valmiiseen kaivantoon kärki, joka on kiinni ollessaan kaivannon halkaisijan kokoinen. Pohjalla kärki aukeaa, ja kaivaa levennyksen. Kärjestään levennetty paalu valetaan samoin kuin vakio-paksuinen paalu, raudoituksen ollessa yleensä poikkileikkaukseltaan vakio. (Fleming et al. 2009, SFS-EN 1536.)



Kuva 7 Kaivinpaalun tekeminen Kelly-menetelmällä

2.4 Vaikutukset lähiympäristöön

Kaivinpaalut sekä kaivinpaaluseinät aiheuttavat ympäröivälle maalle sekä rakenteille lyötäviin paalu- ja tukiseiniin verrattuna vähän haittaa. Kaivinpaalujen ollessa maata syrjäyttämätön rakenne, ei niiden kaivaminen aiheuta ympäröivässä maassa tiivistymistä, sivusiirtymiä tai huokosvedenpaineen nousua (RIL 212-2001). Koska kaivinpaaluseinä rakennetaan yleensä vesitiiviiksi, ei pohjavedenpinta pääse rakentamisen vaikutuksesta laskemaan seinän takana. Tällöin myöskään pohjavedenpinnan alenemisesta aiheutuvia ongelmia kuten painumia ei pääse tapahtumaan. Kaivinpaalujen sekä kaivinpaaluseinien rakentaminen aiheuttaa hyvin vähän tärinää, ja esimerkiksi Auger-kairalla kaivettaessa tärinää ei välttämättä synny ollenkaan. (Rantamäki & Tammirinne 1979, RIL 263-2014.)

Liikakaivu erityisesti rakeisessa maassa voi aiheuttaa kaivantoa ympäröivän maan löyhtymistä, mikä aiheuttaa painumia (Fleming et al. 2009). Erityisesti CFA-paaluja rakennettaessa on ruuvien nostamisnopeus sekä betonoinnin nopeus sovitettava tarkasti yhteen, jottei liian nopeasti nouseva ruuvi jätä kaivantoon tyhjätiloja ja päästä ympäröivää maata löyhtymään (Fleming et al. 2009). Lisäksi kaivussa vastaan tulevien kivien rikkomisen räjäyttämällä voi häiritä lähiympäristöä aiheuttamalla esimerkiksi huomattavaa hetkellistä tärinää (RIL 263-2014).

3 Geotekninen mitoitus

3.1 Yleistä

Kaivinpaaluseinä suunnitellaan aina tapaus- ja paikkakohtaisesti kohteen maaperätietojen, sekä sille kohdistuvien kuormitusten pohjalta. Kuten kaikki pohjarakenteet, voidaan se mitoittaa seuraavilla vaihtoehtoisilla mitoitusmenettelyillä (RIL 207-2009):

- Ohjeellisiin sääntöihin perustuva mitoitus:
Rakenne mitoitetaan vertailukelpoisten kokemusten perusteella. Tällaista mitoitusta käytetään tyypillisesti vain alimpaan geotekniseen luokkaan ja seuraamusluokkaan kuuluvissa perustuksissa.
- Koekuormitukseen perustuva mitoitus:
Koekuormitusten perusteella mitoittaessa tulee huomioida pohjaolosuhteista ja mittakaavasta johtuvat erot kokeen ja kohteen välillä, sekä muut koetilanteessa vaikuttavat tekijät kuten kokeen suoritus aika ja -nopeus.
- Seurantamenetelmät:
Kohdetta tarkkaillaan työnaikaisilla seurantamittauksilla. Suunnitelmassa esitetään tällöin suoritettavat mittaukset, sekä näistä saataville arvoille asetetut hälytysrajat sekä toimenpiteet, joihin ryhdytään hälytysrajojen ylittyessä.
- Laskelmiin perustuva mitoitus:
Lasketaan rakenteen kantavuus ja yleisvakavuus ottaen huomioon rakenteeseen kohdistuvat kuormat, sen kestävyys sekä maan parametrit. Laskelmilla varmistetaan, että rakenteen varmuustaso on riittävä.

Tässä työssä perehdytään mitoitukseen laskelmiin perustuen. Kaivinpaaluseinän mitoituksessa laskelmat tehdään tukiseinän mitoituksen mukaisesti kokonaisvakavuudelle, pystystabiliteetille sekä riittävän upotussyvyyden määrittämiselle (Liikennevirasto 2013). Lisäksi varmistetaan maapohjan kestävyys, ja seinä mitoitetaan rakenteelliselle murtumiselle, pohjan hydrauliselle murtumiselle sekä siirtymille.

Kaivinpaaluseinän laskennallinen geotekninen mitoitus on iteratiivinen, sillä lähtötietona mitoituksessa ovat paalun mitat, joita voidaan mitoituksen edetessä muuttaa, mikäli mitoituksessa ilmenee rakenteen olevan riittämätön. Geoteknisen mitoituksen lisäksi kaivinpaaluseinälle on tehtävä rakenteellinen mitoitus, jonka kulku on esitetty kappaleessa 4.

3.2 Lähtötiedot

3.2.1 Maaperätiedot

Kaivannon sekä sitä tukevan seinän geoteknistä suunnittelua varten maaperän ominaisuudet tulee olla tiedossa mahdollisimman kattavasti ja tarkasti. Ominaisuudet selvite-

tään tyypillisesti pohjatutkimuksin, joiden avulla pyritään selvittämään maaperästä ainakin seuraavat tiedot (RIL 181-1989):

- maakerrokset kaivannon ja ankkuroinnin alueella, sekä niiden tiiviys, kivisyys ja lohkaraisuus
- kovan pohjan sijainti, sekä kaivannon tai ankkureiden ulottuessa kallioon myös kallion sijainti
- maakerrosten geotekniset ominaisuudet, kuten tilavuuspano, lujuus sekä muodonmuutosominaisuudet
- pohjavedenpinta vaihtelurajoihin.

Rakennuskaivannoilta vaadittavien pohjatutkimusten laajuus riippuu kaivannon vaatavuusluokasta. Löyhimmät ohjeet kohdistuvat tavanomaisiin rakennuskaivantoihin, tätä tiukemmat vaativiin kaivantoihin ja tiukimmat erittäin vaativiin kaivantoihin. Alla on esitetty pitkäaikaisessa mitoitustilanteessa, vaativien rakennuskaivantojen tapauksessa tehtävät tutkimukset (RIL 263-2014):

- Paino- ja/tai puristinheijarikairauksia 1 kpl / 400 m², tukiseinä- tai luiskalinjalla 1 kpl / 10 m, maapohjan kerrosrakenteen selvittämiseksi.
- Maalajien varmistaminen maanäytesarjoin ja rakeisuusmäärittämisin, näytteitä 1 kpl / 1200 m², kuitenkin vähintään 3 kpl.
- Häiriintymättömiä maanäytesarjoja 1 tutkimuspiste / 2400 m², kuitenkin vähintään 2 kpl, hienorakeisten maakerrosten geoteknisten ominaisuuksien määrittämiseksi sekä vähintään yksi kolmiaksiaalikoesarja maakerrosta kohden tehokaiden lujuusparametrien määrittämiseksi.
- Kairauksia karkearakeisten maalajien ja moreenimaalajien leikkauslujuusparametrien määrittämiseksi, tai vaihtoehtoisesti näiden määrittäminen laboratorioissa häiriintyneistä maanäytteistä.
- Kallion pinnan sijainnin selvittäminen porakonekairauksin 1 kpl / 800 m² tai tukiseinä- ja luiskalinjalla 1 kpl / 10 m, kaivannon ulottuessa kallioon.
- Pohjaveden tason selvittäminen koekuopin tai havaintoputkin, vähintään 2 kpl.

Maakerrosten geotekniset parametrit määritetään laboratoriokokein. Liitteessä 1 on kuvattu eri maalajeille tehtävät kokeet, joilla parametrit saadaan riittävällä tarkkuudella määritettyä.

Maakerrosten mitatut ja lasketut geotekniset parametrit ovat sellaisenaan ominaisarvoja, ja niistä saadaan mitoitussarvot jakamalla ne maaparametrin osavarmuusluvulla kaavan 1 mukaisesti.

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (1)$$

missä X_d on maaparametrin mitoitussarvo
 X_k on maaparametrin ominaisarvo
 γ_M on maaparametrin osavarmuusluku

Maaparametreille käytettävät osavarmuusluvut määräytyvät Eurokoodin kansallisten liitteiden mukaan. Suomen, Viron ja Latvian kansallisissa liitteissä esitetyt luvut ovat yhtä suuret, ja ne on esitetty muiden osavarmuuslukujen tavoin liitteessä 4.

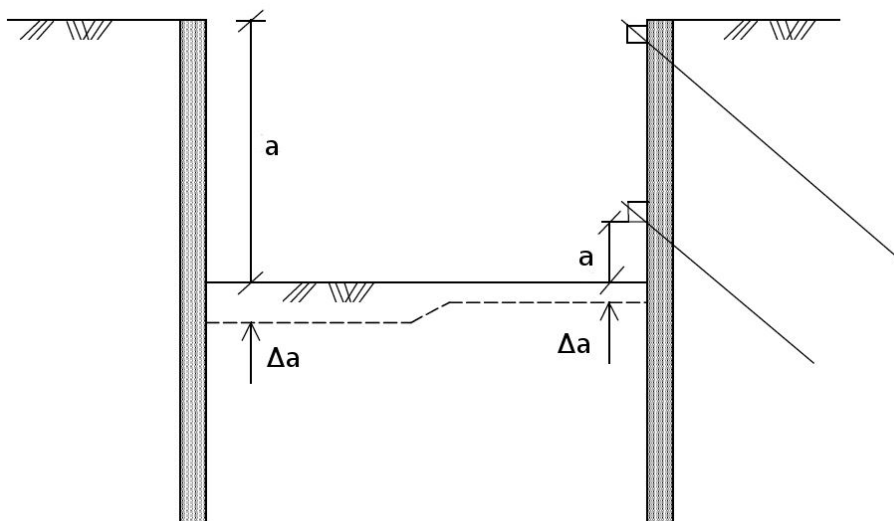
3.2.2 Mittatiedot

Kaivinpaaluseinän suunnittelua ja mitoitusta varten tarvittavia tietoja ovat maaperätietojen lisäksi kaivinpaaluseinän korkeus, maanpintojen korkeusasemat sekä maanpintojen kaltevuudet seinän edessä (kaivannossa) ja takana. Lisäksi tarvitaan tieto vedenpintojen tasoista seinän edessä ja takana.

Normaalitilanteissa mittatietojen mitoitusarvoina voidaan käyttää niiden ominaisarvoja, sillä kuormien ja materiaalien osavarmuuskertoimet sisältävät varautumisen vähäisiin vaihteluihin mittatiedoissa (SFS-EN 1997-1). Tilanteissa, joissa kaivannon mitoituksella on merkittävä vaikutus rakenteen luotettavuuteen, eli tukiseinän vakavuus riippuu edessä olevan maanpohjan kestävydestä, käytetään kaivannon sisäisten maanpintojen korkeuksille mitoitusarvoja (a_d). Mittatietojen ja niiden mitoitusarvojen merkinnät on esitetty kuvassa 8. Ne voidaan joko arvioida suoraan, tai laskea ominaisarvoista kaavassa 2 esitetyllä tavalla. (SFS-EN 1997-1.)

$$a_d = a \pm \Delta a \quad (2)$$

missä a_d on kaivannon syvyyden mitoitusarvo
 a on kaivannon syvyys
 Δa on $0,1 \times a$, kuitenkin maksimissaan 0,5 m



Kuva 8 Kaivannon maanpinnan mitoitusarvojen määrittäminen (Liikennevirasto 2013).

3.2.3 Muut lähtötiedot

Edellä mainittujen maaperä- sekä mittatietojen lisäksi geoteknistä mitoitusta tehdessä tulee olla tiedossa kaivinpaaluseinän mitat ja materiaalit, joista voidaan laskea seinän oma paino, sekä kaivinpaaluseinää ympäröivään maahan kohdistuvat ulkoiset kuormat

sekä seinän takana, että kaivannon sisäpuolella. Kuormien Eurokoodin mukaisesta huomioimisesta sekä maanpaineista kerrotaan lisää kappaleessa 3.4. Lisäksi seinään voi kohdistua esimerkiksi tärinää, joka myös tulee huomioida mitoituksessa.

3.3 Eurokoodin mukainen mitoitusperiaate

Rakenteen mitoistustarkastelut tulee tehdä sekä murtorajatilassa että käyttörajatilassa. Murtorajatilassa tarkastetaan rakenteen kestävyys, eli että kuormat eivät ylitä rakenteen kantavuutta tietyllä varmuudella. Käyttörajatilassa tarkistetaan, etteivät muodonmuutokset, kuten siirtymät tai painumat, ylitä käyttöä haittaavia rajoja.

Murtorajatilatarkastelussa tulee tarkistaa, ettei seuraavia rajatiloja ylitetä (SFS-EN 1997-1 2004: 33):

- EQU:
Rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menettäminen, kun sitä tarkastellaan jäykkänä kappaleena, jossa materiaalien ja maapohjan kestävyys on merkittävää kestävyyskannalta.
- STR:
Rakenteen tai sen osan sisäinen murtuminen tai liiallinen muodonmuutos tilanteessa, jossa rakennemateriaalin lujuus on merkittävä kestävyyskannalta.
- GEO:
Rakennuspohjan murtuminen tai liiallinen muodonmuutos tilanteessa, jossa maan tai kallion lujuus on merkittävä kestävyyskannalta.
- UPL:
Vedenpaineen aiheuttamasta nosteesta tai muista pystysuuntaisista kuormista johtuva rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menettäminen.
- HYD:
Hydraulisten gradienttien aiheuttama maapohjan nousu, sisäinen eroosio tai putkieroosio maassa.

Perustuksissa ja tukirakenteissa tyypillisesti merkittävä rajatila on GEO/STR.

Mitoitustavat

Eurokoodi tarjoaa erilaisia osavarmuuslukujen yhdistelmiä käytettäväksi eri mitoistustilanteissa. Alla on esitetty mitoistustavat, joita käytetään normaalisti vallitsevissa sekä tilapäisissä mitoistustilanteissa. Tällaisia ovat rakenteen normaali, päivittäinen käyttö sekä hetkelliset mutta todennäköisesti tapahtuvat tilanteet, kuten korjaukset ja huollot (Liikennevirasto 2013). Mitoistustapojen mukaan määräytyvät käytettävät osavarmuuslukujen sarjat (1, 2 tai 3) kuormille tai niiden vaikutuksille (A), maaparametreille (M) sekä kestävyydelle (R). Kussakin mitoistustavassa tulee tarkistaa, ettei murtorajatilaa tai liiallista muodonmuutosta esiinny millään mitoistustavassa mainitulla osavarmuuslukujen yhdistelmällä. (SFS-EN 1997-1 2004.)

Mitoistustapa 1 (DA1):

Yhdistelmä 1: $A1$ "+" $M1$ "+" $R1$

Yhdistelmä 2: $A2$ "+" $M2$ "+" $R1$

Mitoitustapa 2 (DA2/DA2*):

Yhdistelmä: $A1$ “+” $M1$ “+” $R2$

Mitoitustapa 3 (DA3):

Yhdistelmä: ($A1^*$ tai $A2^{**}$) “+” $M2$ “+” $R3$

* rakenteellisiin kuormiin

** geoteknisiin kuormiin

Suomessa, Virossa sekä Latviassa paaluperustusten sekä tukirakenteiden mitoituksessa käytetään mitoitustapaa 2. Tätä mitoitustapaa käytettäessä voidaan menetellä kahdella eri tavalla, joista käytetään merkintöjä DA2 sekä DA2*. Mitoitustavassa DA2 osavarmuusluvut kohdistetaan kuormien ominaisarvoihin mitoituslaskelman alussa, ja laskenta tehdään näin saatavilla mitoitusarvoilla. Mitoitustavassa DA2* laskenta tehdään kuormien ominaisarvoilla, ja laskelman lopussa kuormien vaikutuksiin kohdistetaan osavarmuusluvut murtorajatilaehto tarkistettaessa. Molemmissa mitoitusavoissa kestävyden osavarmuusluku kohdistetaan lujuuden ominaisarvoilla lasketulle kestävyydelle (Liikennevirasto 2013). Suomen Liikenne- ja viestintäministeriön laatima Eurokoodi 7:n kansallinen liite suosittelee infrarakenteisiin liittyvien tukirakenteiden sekä perustusten mitoituksessa käytettäväksi mitoitustapaa DA2* (LVM 2015b).

Suomessa ja Latviassa luiskien, penkereiden sekä rakenteen kokonaisvakavuuden mitoituksessa käytetään mitoitustapaa DA3 (LVM 2015b, LVS 2013). Myös tässä mitoitusavassa osavarmuusluvut voidaan kohdistaa vaihtoehtoisesti joko kuormiin laskelman alussa tai kuormien vaikutuksiin laskelman lopussa. Lisäksi materiaaliparametreihin kohdistetaan varmuusluvut. Virossa luiskien vakavuuden mitoitukseen käytetään mitoitusavan DA1 yhdistelmää 2 (EVS 2014).

Mitoitusavoissa määrätty sarjat ja näitä vastaavat osavarmuuslukujen suuruudet esitetään kunkin maan Eurokoodin kansallisessa liitteessä. Liitteessä 4 on esitetty aiheeseen liittyviltä osin näistä kansallisista liitteistä löytyvät arvot. Kansalliset liitteet eivät esitä arvoja kaikkien sarjojen osavarmuusluville, sillä esimerkiksi Suomessa mitoitustapaa DA1 ei käytetä. Mitoitusapojen kuormayhdistelmät Suomen osavarmuusluville on esitetty mitoituslausekkeiden muodossa kappaleessa 3.4.1.

3.4 Kuormat ja kestävyys Eurokoodissa

3.4.1 Kuormat

Kuormat (F) ovat rakenteeseen sisäisesti tai ulkoisesti vaikuttavia voimia tai jännityksiä. Tukiseinien tapauksessa niitä ovat tyypillisesti seinään kohdistuva maanpaine, vedenpaine sekä pintakuormat tukiseinän takana. Lisäksi tukiseinään voi kohdistua pystykuorma kaivannon sisällä, tärinäkuorma, törmäyskuorma tai jäätymiskuorma (RIL 263-2014). Laskentaa varten kuormat jaetaan kaataviin (epäedullisiin, kaavoissa merkintä *sup*) ja vakauttaviin (edullisiin, kaavoissa merkintä *inf*) kuormiin. Laskennassa epäedullisia kuormia suurennetaan ja edullisia kuormia pienennetään osavarmuusluville, jotta

laskenta on varma. Lisäksi kuormat jaetaan pysyviin (G) ja muuttuviin (Q) kuormiin, mikä myös vaikuttaa kuomaan kohdistettavien yhdistelykertoimien ja osavarmuuslukujen valintaan.

Kuormien vaikutuksilla (E) tarkoitetaan laskennallisia voimia, jännityksiä, momenteja ja muodonmuutoksia, jotka aiheutuvat kuormien vaikutuksesta rakenteeseen. Toisin kuin rakenteellisessa mitoituksessa, jossa kuormien vaikutukset voidaan laskea suoraan kuormien suuruuden sekä rakenteen mittojen perusteella, geoteknisessä mitoituksessa kuormien vaikutukset ovat usein materiaaliominaisuuksien funktioita. Esimerkiksi ulkoisesta kuormasta aiheutuvan maanpaineen vaikutus rakenteeseen riippuu ulkoisen kuorman suuruuden lisäksi maan lujuusominaisuuksista. (Liikennevirasto 2013.)

Kuormien mitoitusarvojen laskenta

Kuormien ominaisarvoista saadaan niiden edustavat arvot kertomalla ne yhdistelykerroimella ψ . Käytettävät yhdistelykertoimien arvot ovat erisuuruiset riippuen suunnitellun rakenteen käyttötarkoituksesta, eli esimerkiksi erityyppisten siltojen tai eri käyttötarkoitukseen suunniteltavien rakennusten mitoituksessa käytettävien kertoimien arvot eroavat toisistaan. Pysyvien kuormien yhdistelykerroin on aina 1,0 ja muuttuvien kuormien pienempi tai yhtä suuri kuin 1,0. Eurokoodissa ei kuitenkaan käytetä yhdistelykerroimelle arvoa 1,0, eli kaikki kuormat, joiden yhdistelykerroin olisi 1,0, otetaan laskennassa huomioon ominaisarvoillaan. Kuormien yhdistelyssä ei myöskään huomioida vaikkauttavia muuttuvia kuormia (Liikennevirasto 2013).

Kuormien edustavista arvoista saadaan niiden mitoittavat arvot (F_d) kertomalla ne kuormien osavarmuusluvulla γ_F . Käytettävästä mitoittavasta riippuen osavarmuusluvut voidaan vaihtoehtoisesti kohdistaa kuormien vaikutuksiin vasta laskelman lopussa, jolloin laskenta tehdään kuormien ominaisarvoilla (edustavilla arvoilla) ja saatu tulos kerrotaan kuormien vaikutusten osavarmuusluvulla γ_E (Liikennevirasto 2013). Kuormien ja niiden vaikutusten osavarmuuslukujen suuruudet Suomen, Viron sekä Latvian osalta on esitetty liitteessä 4. Eri maiden kuormaosavarmuusluvut ovat kaikki samaa suuruusluokkaa, mutta eroavat pysyvien kuormien osalta hieman toisistaan.

Yhdistelykertoimien ja osavarmuuslukujen lisäksi kuormiin kohdistetaan kuormakerroin K_{FI} . Kertoimen suuruus riippuu mitoitettavan kohteen luotettavuusluokasta, ja se voidaan päättää hankekohtaisesti. Normaalisti sille käytetään arvoa 1,0, mikä vastaa keskimmäistä luotettavuusluokkaa. (LVM 2015b.)

Kuormien mitoitusarvot voidaan ilmaista seuraavina mitoituslausekkeina, jotka sisältävät yhdistelykertoimet, kuormakertoimet sekä mitoittavassa esitetyn sarjan määräämät osavarmuusluvut. Mitoitustapaa DA2/DA2* käytettäessä laskenta tulee tehdä molemmilla alla esitetyillä kaavoilla (kaavat 3 ja 4), ja kuormien yhdistelmänä käytetään lausekkeista epäedullisempaa. Mitoittavassa DA2/DA2* käytettävistä kaavoista ensimmäistä kutsutaan tyyppisesti nimityksellä 6.10a, ja sitä käytettäessä laskennassa huomioidaan vain pysyvät kuormat. Jälkimmäinen lauseke, 6.10b, sisältää sekä pysyviä että muuttuvia kuormia. Alla esitettyjen mitoituslausekkeiden osavarmuuslukujen arvot

vastaavat Suomessa käytettäviä arvoja, sillä nämä kaavat ovat käytössä vain Suomessa. (LVM 2015a.)

6.10a:

$$E_d = K_{FI} \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup} + 0,9 \cdot G_{kj,inf} \quad (3)$$

6.10b:

$$E_d = K_{FI} \cdot 1,25 \cdot G_{kj,sup} + 0,9 \cdot G_{kj,inf} + K_{FI} \cdot \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum (K_{FI} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (4)$$

missä E_d on kuormien mitoitusarvo
 K_{FI} on kuormakerroin
 $G_{kj,sup}$ on epäedullinen pysyvä kuorma
 $G_{kj,inf}$ on edullinen pysyvä kuorma
 $\gamma_{Q,1}$ on määräävän muuttuvan kuorman osavarmuusluku
 $Q_{k,1}$ on määräävä muuttuva kuorma
 $\gamma_{Q,i}$ on muun muuttuvan kuorman osavarmuusluku
 $\Psi_{0,i}$ on muuttuvien kuormien yhdistelykerroin
 $Q_{k,i}$ on muu muuttuva kuorma

Rakenteellisille kuormille käytetään mitoituslauseketta DA2/DA2* kohdassa esitettyjä sarjan A1 mukaisia osavarmuuslukuja ja mitoituslausekkeitä 6.10a ja 6.10b. Geoteknisille kuormille käytetään sarjan A2 mukaista mitoituslauseketta (kaava 5), josta käytetään nimitystä 6.10. Virossa sekä Latviassa käytetään ainoastaan kaavaa 6.10, jolloin kyseisen maan osavarmuusluvut sijoitetaan kaavaan termien γ_G ja γ_Q tilalle.

6.10:

$$E_d = K_{FI} \cdot \gamma_{Gkj,sup} \cdot G_{kj,sup} + \gamma_{Gkj,inf} \cdot G_{kj,inf} + K_{FI} \cdot \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum (K_{FI} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (5)$$

missä käytetyt merkinnät on määritelty kaavojen 3 ja 4 yhteydessä.

3.4.2 Maanpaine ja vedenpaine

Maanpaine on rakennetta kohtaan vaikuttava paine, jonka muodostavat maan oma paino sekä muut maahan vaikuttavat kuormat, kuten pintakuormat. Maanpaineen suuruus riippuu muun muassa maan tilavuuspainosta, lujuudesta, sekä tukiseinän liikkeistä. Maanpainetta kutsutaan seinän liikkeen suunnasta riippuen joko lepopaineeksi, aktiivipaineeksi tai passiivipaineeksi. Aktiivinen maanpaine on näistä pienin, ja se muodostuu sille puolelle, jolta poispäin seinä siirtyy. Lepopaine vallitsee, kun seinä ei liiku. Passiivinen maanpaine on maanpaineista suurin, ja se muodostuu maahan, jota kohti tukiseinä siirtyy. Maanpaineet pohjavedenpinnan alapuolella lasketaan käyttäen maan tehokasta tilavuuspainoa, joka lasketaan vähentämällä maan tilavuuspainosta veden tilavuuspaino. (RIL 263-2014.)

Suomalainen kaivanto-ohje (RIL 263-2014) esittää, että pysyvä tukiseinä mitoitettaisiin lepopaineelle, sillä tukiseinän käyttöaikana sen taakse voi kehittyä lepopaine. Tyypillisesti tukiseinät mitoitetaan kuitenkin käyttäen aktiivipainetta.

Lepopaine

Jos tukiseinä on siirtymätön rakenne, eli se ei liiku suhteessa maapohjaan, vaikuttaa siihen seinän takana olevasta maasta aiheutuva lepopaine. Seinään kohdistuva vaakasuuntainen lepopaine $P_{0,z}$ syvyydellä z voidaan laskea kaavalla 6 (Bond & Harris 2008). Lepopaineen oletetaan vaikuttavan vaakasuoraan. (RIL 263-2014).

$$P_{0,z} = K_0 \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) + u \quad (6)$$

missä $P_{0,z}$ on lepopaine syvyydellä z
 K_0 on lepopainekerroin, joka määritetään kaavalla 7
 γ on maan tilavuuspaino
 q on pystysuuntainen pintakuorma
 u on huokosvedenpaine

Lepopaineen laskentakaavassa tarvittava lepopainekerroin K_0 voidaan määrittää likimääräisesti kaavalla 7, joka ei kuitenkaan ole käyttökelpoinen erittäin korkeilla OCR-arvoilla. (SFS-EN 1997-1 2004.)

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR} \cdot (1 + \sin \beta) \quad (7)$$

missä φ' on maan tehokas leikkauskestävyysskulma
 OCR on ylikonsolidaatiokerroin
 β on seinän takaisen maanpinnan kaltevuus niin, että sen arvon ollessa positiivinen maanpinta viettää seinästä ylöspäin

Aktiivi- ja passiivipaineet

Aktiivipaine ja passiivipaine ovat maanpaineita, jotka aiheutuvat maassa olevan rakenteen, tässä tapauksessa tukiseinän, siirtymästä. Maanpaineen minimiarvoa kutsutaan aktiiviseksi maanpaineeksi, ja se saavutetaan seinän liikkuesssa maasta pois päin taulukossa 3 esitetyn siirtymän verran. Kun liikkuvan seinän takana oleva maa saavuttaa murtotilanteen, maan leikkausjännitys murtopinnalla on leikkauslujuuden suuruinen, ja se vastustaa maan liukumista murtopintaa pitkin alaspäin. Vastaavasti maanpaineen maksimiarvoa kutsutaan passiiviseksi maanpaineeksi, ja se saavutetaan seinän liikkuesssa vaaditun siirtymän (taulukko 2) verran maata kohti. Murtohetkellä leikkausjännitys maassa on leikkauslujuuden suuruinen, ja vastustaa maan nousemista ylöspäin. Taulukossa 2 esitetään tyypillisiä maanpaineen kehittymiseksi tarvittavia siirtymiä eri maala-jeissa. Eurokoodissa esitetään vastaavanlainen taulukko, jonka arvot eroavat hieman tässä esitetyistä arvojen suuruusluokan ollessa kuitenkin sama. Tämä taulukko on esitetty liitteessä 2.

Taulukko 2 Maanpaineen kehittymiseksi tarvittavat tukirakenteen siirtymät (RIL 121-2004).

Maalaji	Aktiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä	Passiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä
Tiivis hiekka	0,0005 H_a	0,002 H_p
Löyhä hiekka	0,002 H_a	0,006 H_p
Kiinteä savi	0,01 H_a	0,02 H_p
Pehmeä savi	0,02 H_a	0,04 H_p

H_a on sen seinän osan korkeus johon aktiivinen maanpaine kohdistuu

H_p on sen seinän osan korkeus johon passiivinen maanpaine kohdistuu

Aktiivinen ja passiivinen maanpaine voidaan määrittää joko täysin analyyttisesti tai käyttämällä maanpaineekertoimille laadittuja käyrästöjä (liite 3). Aktiivisen maanpaineen aiheuttama kokonaisjännitys P_a käyrästöstä määritettyä maanpaineekerrointa käyttäen lasketaan Bondin ja Harrisin (2008) mukaan kaavalla 8.

$$P_a = K_a \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) - 2c \sqrt{K_a(1 + a/c)} + u \quad (8)$$

missä K_a on aktiivinen maanpainekerroin luettuna käyrästöstä (liite 3)

γ on maan tilavuuspaino

q on pystysuuntainen pintakuorma

u on huokosvedenpaine

c on koheesio

a on ahdeesio

Vastaavasti passiivisen maanpaineen aiheuttama kokonaisjännitys P_p lasketaan kaavalla 9 (Bond & Harris 2008)

$$P_p = K_p \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) + 2c \sqrt{K_p(1 + a/c)} + u \quad (9)$$

missä K_p on passiivinen maanpainekerroin luettuna käyrästöstä (liite 3)

muut merkinnät on määritelty kaavan 8 yhteydessä.

Laskentakaavoissa 8 ja 9 käytettävät maanpaineekertoimet K_a ja K_p määritetään Eurokoodin liitteenä olevien käyrästöjen mukaan. Käyrästöt ovat esitetty liitteessä 3. Käytettävä käyrästö valitaan kahdeksasta vaihtoehdosta seinän ja maan leikkauskestävyyskulmien suhteen (δ/ϕ') ja maan pinnan kaltevuuden perusteella, sekä sen perusteella, ollaanko määrittämässä aktiivista vai passiivista maanpaineekerrointa. (SFS-EN 1997-1.)

Täysin analyyttistä menetelmää käyttäen maanpaineiden tehokkaat arvot lasketaan kaavojen 10 ja 11 mukaisesti (Bond & Harris 2008). Kaavoissa esiintyvät kertoimet lasketaan aktiivi- ja passiivipuolelle käyttäen kuvassa 9 esiintyviä merkintöjä. Pystysuorille

seinille $\theta = 0^\circ$, jolloin laskenta yksinkertaistuu niin, että $K_{aq} = K_{a\gamma}$ ja vastaavasti $K_{pq} = K_{p\gamma}$. (Bond & Harris 2008.)

$$P_a = K_{a\gamma}(\int_0^z \gamma dz - u) + K_{aq}q - K_{ac}c \quad (10)$$

ja

$$P_p = K_{p\gamma}(\int_0^z \gamma dz - u) + K_{pq}q + K_{pc}c \quad (11)$$

missä kertoimet $K_{a\gamma}$ ja $K_{p\gamma}$ lasketaan kaavan 12 mukaan
 kertoimet K_{aq} ja K_{pq} lasketaan kaavan 13 mukaan
 kertoimet K_{ac} ja K_{pc} lasketaan kaavan 14 mukaan
 muut käytetyt merkinnät on määritelty kaavan 8 yhteydessä

$$K_{a\gamma}, K_{p\gamma} = K_n \times \cos\beta \times \cos(\beta - \theta) \quad (12)$$

$$K_{aq}, K_{pq} = K_n \times \cos^2\beta \quad (13)$$

$$K_{ac}, K_{pc} = (K_n - 1) \times \cot\varphi \quad (14)$$

Kerroin K_n lasketaan aktiiviselle maanpaineelle kaavan 15 mukaan, jossa esiintyvät kertoimet m_t ja m_w lasketaan kaavoilla 16 ja 17.

$$K_n = \frac{1 + \sin\varphi \times \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin\varphi \times \sin(2m_t + \varphi)} e^{2(m_t + \beta - m_w - \theta)\tan\varphi} \quad (15)$$

$$2m_t = \cos^{-1}\left(\frac{-\sin\beta}{\sin\varphi}\right) - \varphi - \beta \quad (16)$$

$$2m_w = \cos^{-1}\left(\frac{\sin\delta}{\sin\varphi}\right) - \varphi - \delta \quad (17)$$

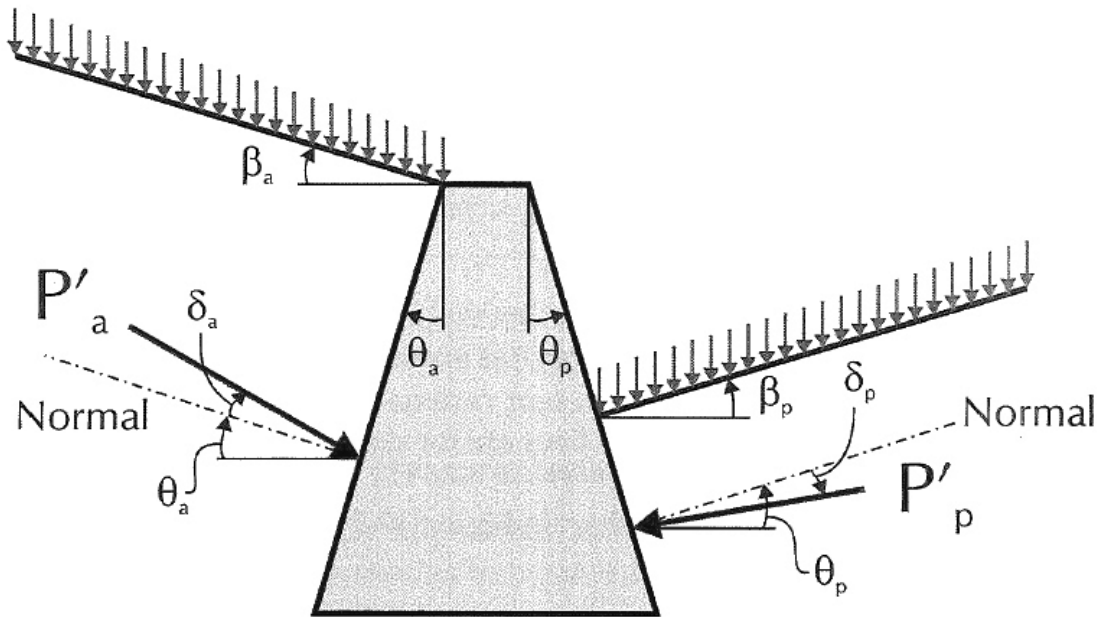
missä φ on maan leikkauskestävyyskulma
 β on maanpinnan kaltevuuskulma kuvan 9 mukaan
 θ on seinän kaltevuuskulma kuvan 9 mukaan
 δ on seinän leikkauskestävyyskulma kuvan 9 mukaan

Vastaavasti passiivista maanpainetta laskettaessa kertoimelle K_n käytetään kaavaa 18, jossa esiintyvät kertoimet m_t ja m_w lasketaan kaavoilla 19 ja 20.

$$K_n = \frac{1 - \sin\varphi \times \sin(2m_w - \varphi)}{1 + \sin\varphi \times \sin(2m_t - \varphi)} e^{-2(m_t + \beta - m_w - \theta)\tan\varphi} \quad (18)$$

$$2m_t = \cos^{-1}\left(\frac{-\sin\beta}{-\sin\varphi}\right) + \varphi - \beta \quad (19)$$

$$2m_w = \cos^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right) + \varphi + \delta \quad (20)$$



Kuva 9 Aktiivi- ja passiivipaineiden numeerisessa laskennassa käytettävien merkintöjen selitykset (Bond & Harris 2008).

Seinän leikkauskestävyyskulman (δ) suuruus sekä aktiivi- että passiivipuolelle määräytyy tukiseinämateriaalin sekä maan leikkauskestävyyskulman mitoitusarvon mukaan. Leikkauskestävyyskulma hiekassa ja sorassa maata vasten valetulle betonille on 1φ . Esivaletulle betonille tai teräspontille kulma saa olla enimmillään $3/4\varphi$. (SFS-EN 1997-1 2004.) Adheesio (a) seinän ja maan välille muodostuu ajan kuluessa. Enimmillään adheesio voi saada arvon joka on puolet suljetusta leikkauslujuudesta eli $1/2c_u$ (Liikennevirasto 2013).

Vedenpaine

Maanpaineen lisäksi tukiseinään aiheuttaa kuorman vaakasuuntainen vedenpaine. Tuki-seinä tulee mitoittaa niille vedenpinnan tasaille, joiden välillä se voi tukiseinän käyttö-ajan aikana vaihdella. Jos pohjavedenpinnan tasot tukiseinän molemmilla puolin ovat samassa tasossa, puolien välillä ei esiinny vedenpaine-eroa. Jos pohjavedenpinnat ovat eri puolilla eri tasossa, ja puolten välillä ei esiinny virtausta, kohdistuu seinään hydrostaattisesta vedenpaineesta johtuva paine-ero. (RIL 263-2014) Hydrostaattinen vedenpaine lasketaan kaavan 21 mukaan.

$$u = \gamma_w * z \quad (21)$$

missä u on hydrostaattinen vedenpaine
 γ_w on veden tilavuuspaino
 z on syvyys veden pinnasta

Jos taas vedenpinnat ovat tukiseinän eri puolilla eri korkeudella, ja niiden välillä esiintyy virtausta, on kyse hydrodynamiasta vedenpaineesta. Veden ollessa virtaustilassa on tarkistettava, ettei kaivannon pohjalla tapahdu hydraulista murtumista (RIL 263-2014). Tämä tarkastetaan kappaleessa 3.8 esitetyllä tavalla.

3.4.3 Kestävyys

Kestävyydellä (R) tarkoitetaan lujuusominaisuuksien perusteella laskettua maan tai rakenteen kykyä kestää siihen kohdistuvia kuormia. Kestävyyttä laskettaessa osavarmuusluvut voidaan sijoittaa mitoitusavasta riippuen joko ennen laskentaa suoraan lujuusparametreihin, tai niiden ominaisarvoista laskettuihin kestävyyskertoimiin. Rakennosalle laskettava kestävyys määräytyy suoraan rakennososan materiaaliominaisuuksien sekä mittojen perusteella. Maan kestävyys ei riipu ainoastaan maan lujuusominaisuuksista ja geometriasta, vaan lisäksi sille kohdistuvista kuormista, mikä monimutkaistaa osavarmuuslaskujen soveltamista. Esimerkiksi kitkamaassa maan kestävyys liukupinnalla riippuu liukupintaa rasittavista kuormista. (Liikennevirasto 2013.)

Rajatilaa STR/GEO mitoitettaessa rakenteen puristuskestävyys määräytyy joko rakenteellisen tai geoteknisen kestävyuden perusteella (Liikennevirasto 2013). Ehjään suomalaiseen kallioon tukeutuvilla tukipaaluilla paalun kärjen kantokestävyys on harvoin mitoitettava (Liikennevirasto 2013), jolloin paalun rakenteellinen kestävyys antaa mitoitusarvon. Maakerrokseen tukeutuville paaluille sekä seinille myös maapohjan kestävyys tulee tarkastaa. Maakerrokseen tukeutuvaa kaivinpaaluseinää mitoitettaessa tulee siis tarkastella sekä maapohjan kestävyyttä seinän kärjen alla, että seinän rakenteellista kestävyyttä siihen kohdistuvia kuormia vastaan.

3.5 Kokonaisvakavuus

Tukiseinän kokonaisvakavuus lasketaan yleensä käyttäen liukupintalaskelmaa (Liikennevirasto 2013). Luiskien vakavuutta tarkasteltaessa käytetään Suomessa sekä Latviassa mitoitusapaa DA3 ja Virossa mitoitusavasta DA1 yhdistelmää 2. Molemmissa mitoitusavoissa kuormiin ja maaparametreihin kohdistetaan osavarmuusluvut laskelman alussa, ja laskenta tehdään mitoitusarvoilla (Liikennevirasto 2013, Bond & Harris 2008). Mitoitusapaa DA3 käytettäessä rakenteelliset ja geotekniset kuormat erotellaan, ja niille kohdistetaan erisuuruiset osavarmuusluvut sarjojen A1 ja A2 mukaisesti (Bond & Harris 2008). Kokonaisvakavuutta laskettaessa tulee osoittaa, että kestävyuden mitoitusarvo (R_d) on aina suurempi tai vähintään yhtä suuri kuormien vaikutuksen mitoitusarvon (E_d) kanssa (kaava 22).

$$E_d \leq R_d \quad (22)$$

missä E_d on kuormien vaikutuksen mitoitusarvo
 R_d on kestävyuden mitoitusarvo

Tyypillisesti liukupintalaskelma tehdään lamellimenetelmällä, jolloin E_d on kaatavan momentin mitoitusarvo, ja R_d on vakauttavan momentin mitoitusarvo. Laskennan tuloksena saadaan silloin suhdeluku R_d/E_d , jota kutsutaan nimellä ylimitoituskertoimen (Over

Design Factor, *ODF*). Kertoimen tulee olla yli 1,0, jotta kokonaisvakavuuden varmuus on riittävä. (Liikennevirasto 2013.)

3.6 Pystystabiliteetti

Tukiseinän pystystabiliteetti tarkastetaan laskelmilla, joissa otetaan huomioon kaikki tukiseinään vaikuttavat pystysuuntaiset voimat, kuormat ja ominaisuudet. Seuraavia voimia ja ominaisuuksia käsitellään laskentatapauksessa kuormina (RIL 263-2014):

- Ankkurivoimien pystykomponentit
- Tukiseinärakenteen oma paino
- Tukiseinään kohdistuvat pystykuormat (huomioitava erityisesti seinän toimiessa lopullisen rakenteen osana)
- Aktiivipaineen alaspäin suuntautuva komponentti

Kun taas seuraavia käsitellään kestävyysinä:

- Tukiseinän kärkivastus
- Passiivipaineen ylöspäin suuntautuva pystykomponentti
- Maan kestävyysominaisuudet

Pystystabiliteetin laskenta tehdään mitoitusavalla DA2. Pystysuoran seinän stabiliteetti tarkistetaan epäyhtälöllä 23 (RIL 263-2014).

$$P_{rp,d} \sin \delta_p + R_{b,d} \geq G_d + Q_d + P_{ra,d} \sin \delta_a \quad (23)$$

missä $P_{rp,d}$ on passiivipaineen resultantin mitoitusarvo
 $R_{b,d}$ on tukiseinän kärkikestävyysmitoitussarvo
 $P_{ra,d}$ on aktiivipaineen resultantin mitoitusarvo
 δ on maan ja seinän välinen leikkauskestävyyskulma aktiivi- ja passiivipuolella
 G_d on pystysuuntaisten pysyvien kuormien mitoitusarvo
 Q_d on pystysuuntaisten muuttuvien kuormien mitoitusarvo

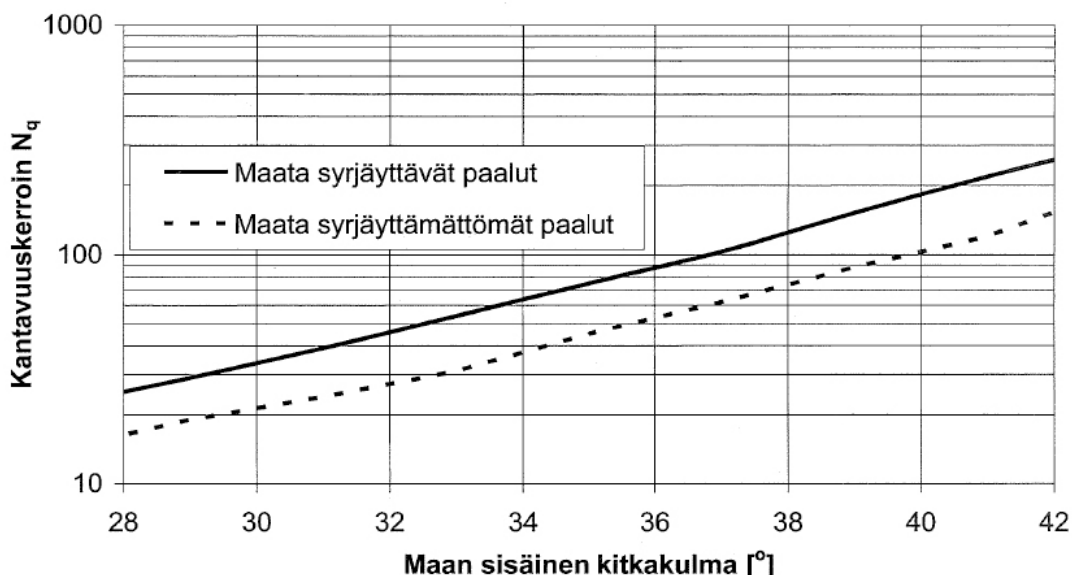
Maan ja seinän välinen leikkauskestävyyskulma määritetään seinämateriaalin sekä maan leikkauskestävyyskulman mukaan kuten maanpaineiden laskennassa kappaleessa 3.4.2, kuvataan. Aktiivipuolen seinän leikkauskestävyyskulman on oltava passiivipuolen seinän leikkauskestävyyskulmaa suurempi. (RIL 263-2014.)

Tukiseinän kärkikestävyys karkearakeisessa maakerroksessa voidaan määrittää Paalutusohjeen 2011 mukaan käyttäen kaavaa 24 (RIL 254-1-2011).

$$R_{b,d} = \sigma'_{v,b} \times N_q \quad (24)$$

missä $\sigma'_{v,b}$ on tehokas pystysuora jännitys paalun kärjen tasolla
 N_q on kantavuuskerroin, joka määritetään kuvasta 9

Tehokas pystysuora jännitys paalun kärjen tasolla voidaan laskea siten, että yläpuolisten maakerrosten tehokas paino otetaan huomioon paksuudelta, joka vastaa 10 paalun läpimittaa. Kantavuuskerroin N_q määritellään paalun kärkivyöhykkeen maan leikkauskestävyyskulman (φ) perusteella kuvan 10 mukaisesti. Kärkivyöhykkeeksi määritellään maakerros, joka ulottuu $5D$ paalun kärjen yläpuolelle ja $3D$ kärjen alapuolelle, kun D on paalun halkaisija. (RIL 254-1-2011)



Kuva 10 Kantavuuskerroin N_q maan sisäisen kitkakulman funktiona (RIL 254-1-2011)

3.7 Kaivannon pohjan stabiileetti

Kaivannon pohjan vakavuus tulee tarkistaa maan murtumista vastaan. Vakavuus lasetaan kantavuustarkasteluna, jolla osoitetaan että mitoituskuorman on pienempi kuin mitoituskestävyys. Tämä voidaan laskea mitoituskestävyyden ja mitoituskuorman suhteen (kaava 25), jolloin tuloksena saadaan ylikuormituskerroin ODF. Ylikuormituskerroimen tulee olla vähintään 1, jotta kaivannon pohja on stabiili. (RIL263-2014.)

$$R_d/V_d \geq 1 \quad (25)$$

Pohjan vakavuutta tarkasteltaessa käytetään mitoitusastapaa DA3. Mitoitustavan käyttö on kuvattu tarkemmin kohdassa 3.5.

3.8 Hydraulinen murtuminen ja pohjan nousu

Kaivanto tulee mitoittaa hydraulista murtumista vastaan, jos tukiseinän takana oleva maa-aines on vettä läpäisevää ja vesi on virtaustilassa. Hydraulinen murtuma vaikuttaa kaivannon pohjan stabiileettiin tilavuuspainon kautta, kun ylöspäin virtaava vesi nostaa maarakeita ja pienentää maan tilavuuspainoa. Jos tämä nostava voima kasvaa maan tilavuuspainon suuruiseksi, rakeet irtoavat. (Liikennevirasto 2013, RIL 263-2014.)

Virtaavan pohjaveden vaikutus maan tehokkaaseen tilavuuspainoon lasketaan hydraulisen gradientin avulla (kaavat 26 ja 27). Kaavoissa käytettävät merkinnät vedenpintojen korkeuksille selviävät kuvasta 11.

$$\gamma'_a = \gamma' + i_a \gamma_w \quad (26)$$

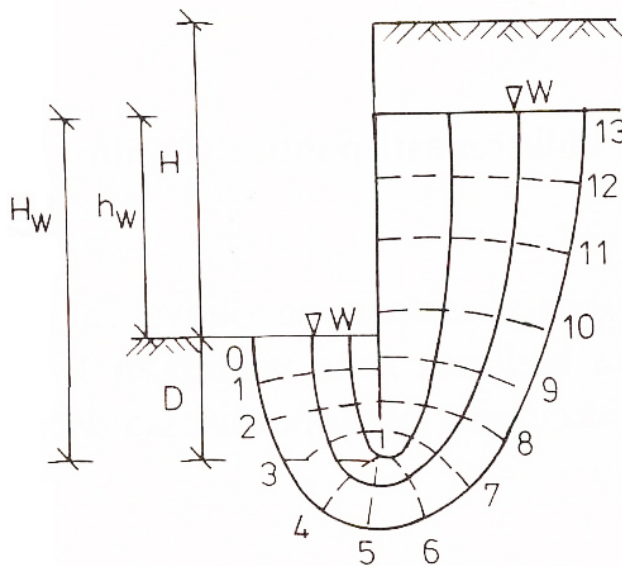
$$\gamma'_p = \gamma' + i_p \gamma_w \quad (27)$$

missä γ' on maan tehokas tilavuuspaino
 γ_w on veden tilavuuspaino
 i_a ja i_p ovat hydrauliset gradientit, jotka lasketaan kaavoilla 28 ja 29

$$i_a = \frac{0,7h_w}{H_w + \sqrt{H_w D}} \quad (28)$$

$$i_p = \frac{0,7h_w}{D + \sqrt{H_w D}} \quad (29)$$

missä h_w on vedenpinnan korkeus kaivannon pohjaan nähden (kuva 11)
 D on tukiseinän korkeus kaivannon pohjan alapuolella (kuva 11)
 H_w on vedenpinnan korkeus tukiseinän kärkeen nähden (kuva 11)



Kuva 11 Hydraulisen gradientin laskentaan käytettävät merkinnät (RIL 263-2014).

3.9 Riittävän upotussyvyyden määrittäminen

Upotettujen, yhdeltä tasolta tuettujen maahan vapaasti tukeutuvien seinien riittävä upotussyvyyden määrittäminen voidaan tehdä momenttitasapainomenetelmällä. Laskenta tehdään käyttäen mitoitusapua DA2*, jolloin laskelmat tehdään kappaleessa 3.4.1 esitetyillä kuormayhdistelmillä 6.10a ja 6.10b, joista epäedullisempi valitaan mitoittavaksi kuormaksi. Menetelmää käytettäessä kaikki pysyvät kuormat, kuten aktiivinen maanpaine,

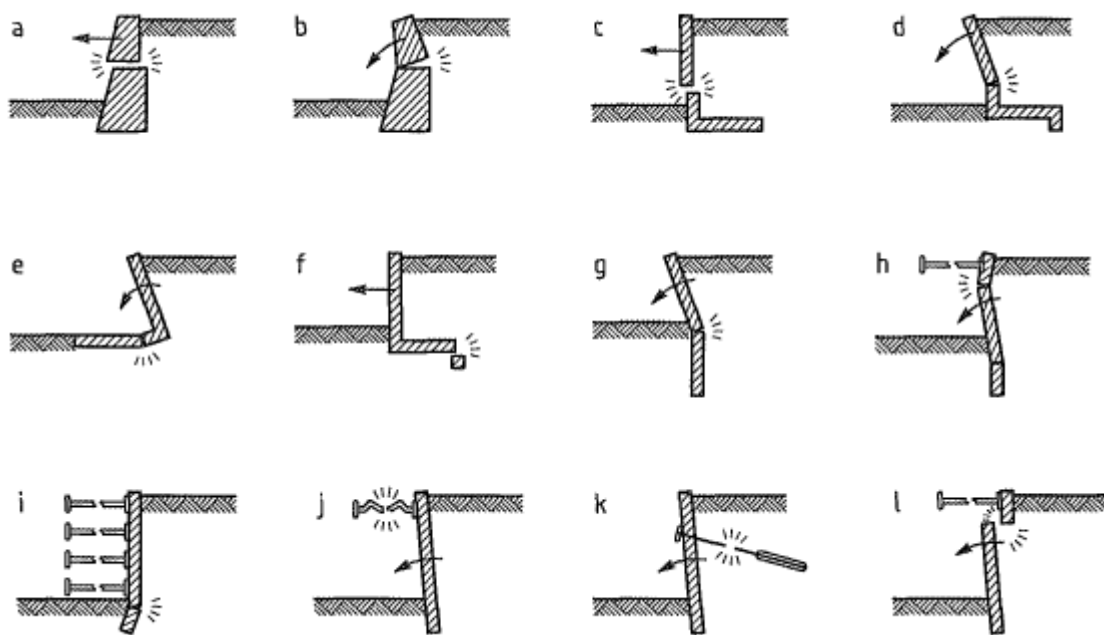
vedenpaine sekä muun pysyvän kuorman aiheuttama maanpaine, otetaan huomioon laskelmissa ominaisarvoillaan. Muuttuville kuormille käytetään arvoa $q = q_k \cdot (\gamma_Q / \gamma_G)$, jolla huomioidaan kuormien osavarmuuskertoimien ero. Maan kestävyydelle passiivipuolella sovelletaan kerrointa $\gamma_R \cdot \gamma_G$, jossa otetaan huomioon kestävyyskerroin (γ_R) sekä pysyvien kuormien osavarmuuskertoimen (γ_G) , jota ei aktiivipuolella käytetty. Laskennassa aktiivipainetta käsitellään kuormana, ja passiivipainetta kestävyyskerroinena. Tarvittava upotussyvyys saadaan momenttitasapainosta tukipisteen suhteen. (Liikennevirasto 2013, RIL 207-2009.)

Riittävän upotussyvyyden määrittäminen voidaan myös tehdä liukupintamenetelmällä näiden menetelmien antaessa likimain yhtä suuren riittävän upotussyvyyden arvon (Ruotsala 2011). Tässä menetelmässä käytetään mitoitusarvoa DA3, jonka käyttö on esitetty kokonaisvakavuuden laskennan yhteydessä kappaleessa 3.5.

4 Rakenteellinen mitoitus

4.1 Yleistä

Tukirakenteen rakenteellisen murtumisen aiheuttaa yleensä taivutus, leikkautuminen tai tuennan, kuten ankkurin murtuminen (RIL 207-2009). Kuvassa 12 esitetään esimerkkejä tukirakenteiden rakenteellisesta murtumisesta, joita kaikkia vastaan seinän rakenteellinen kestävyys tulee tarkistaa. Rakenteelle tehdään sekä murto- että käyttörajatilatarkastelut. Tukirakenteiden mitoitus tehdään Suomessa, Virossa ja Latviassa mitoistavalla DA2/DA2*.



Kuva 12 Esimerkkejä tukirakenteiden rakenteellisista murtumistavoista (SFS-EN 1997-1)

Koska kaivinpaaluseinän rakenne koostuu vuorottaisista raudoitetuista ja raudoittamattomista paaluista, tulee sen mitoituksessa huomioida, ettei sen kestävyys ole yhtä suuri jokaisen paalun kohdalla. Kaivinpaaluja käsittelevä standardi määrääkin, että kaivinpaaluseinän suunnittelussa on otettava huomioon vain raudoitettujen osien kantavuus (SFS-EN 1536 2015). Tämän perusteella raudoitettu paalu mitoitetaan raudoitetun paalun sekä kahden raudoittamattoman paalun puolikkaan alueelle kohdistuvalle kuormalle.

4.2 Lähtötiedot

Kappaleissa 4.4.- 4.5 esitetty kaivinpaaluseinän rakenteellinen mitoitus on iteratiivinen, ja perustuu sille, että seinälle on alun perin määrätty tietty paalun halkaisija sekä alustava raudoituspoikkileikkaus, jotka toimivat laskennassa lähtötietoina. Myös käytettävän betonin sekä raudoituksen lujuusominaisuudet tulee olla tiedossa. Rakenteellisen mitoituksen keinoin tarkistetaan seinän kestävyys sille kohdistuvia kuormia vastaan. Jos kes-

tävyys ei ole riittävä, tulee lähtötietoja muuttaa, ja laskenta suorittaa uudelleen uusia lähtötietoja käyttäen.

Ilman pysyvää suojaputkea valettavien betonipaalujen mitoituslaskelmissa paalujen poikkileikkauksen halkaisijoille tulee Eurokoodin (SFS-EN 1997-1 2014) mukaan käyttää seuraavia arvoja:

- Jos $d_{nom} < 400$ mm $D = d_{nom} - 20$ mm
- Jos $400 \leq d_{nom} \leq 1000$ mm $D = 0,95 d_{nom}$
- Jos $d_{nom} > 1000$ mm $D = d_{nom} - 50$ mm

missä d_{nom} on paalun nimellishalkaisija ja D on laskennassa käytettävä paalun halkaisija.

Betonin sekä betoniteräksen lujuuksiin sovelletaan murtorajatilassa materiaaliosavarmuuslukuja γ_C ja γ_S . Osavarmuuslukujen suuruudet on esitetty liitteessä 4. Eurokoodin 2 liitteessä A esitetään materiaaliosavarmuuslukujen pienentämistä koskevia suosituksia, joita noudattamalla paikallavalettavien betonirakenteiden osavarmuuslukuja voidaan pienentää. (SFS-EN 1992 2015).

Betonin osavarmuusluku γ_C kerrotaan kertoimella k_f , kun lasketaan ilman pysyvää suojaputkea paikalla valettavien paalujen mitoituskestävyyttä. Kertoimen suositeltu suuruus Eurokoodissa on 1,1, ja Suomen, Viron sekä Latvian Eurokoodin kansalliset liitteet neuvovat käyttämään tätä suositeltua arvoa. (EVS 2007, LVS 2014, Ympäristöministeriö 2009.)

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo f_{cd} määritetään kaavalla 30, jossa α_{cc} on kerroin, jolla otetaan huomioon puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät. Kertoimen arvo määräytyy suunnitteluun Eurokoodin kansallisen liitteen mukaan. Suomessa sekä Latviassa kertoimelle käytetään arvoa 0,85, kun taas Virossa sen suuruus on 1,0. (EVS 2007, LVS 2014, Ympäristöministeriö 2009.)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \quad (30)$$

missä γ_C on betonin osavarmuusluku, jonka suuruus on tyypillisesti 1,5
 α_{cc} on kerroin, jonka suuruus on 0,85 tai 1,0
 f_{ck} on betonin puristuslujuus

Betonin muodonmuutosominaisuudet Eurokoodin 2 mukaan on esitetty liitteessä 6. Liitteen taulukosta voidaan lukea muun muassa betonin kimmokertoimen E arvo, kun tiedetään betonin lujuusluokka f_{ck} . Eurokoodissa 2 (SFS-EN 1992 2015) neuvotaan käyttämään betoniterästen kimmokertoimelle arvoa $E = 200$ GPa.

Kaivinpaaluseinän rakenteellisessa mitoituksessa lähtötietona ovat lisäksi seinään kohdistuvat kuormat. Näitä ovat seinälle perustettavista lopullisista rakenteista aiheutuvat pystykuormat sekä geotekniset kuormat, kuten seinän takana vallitseva maanpaine.

4.3 Taivutusjäykkyys

Kaivinpaaluseinän sekundaaripaalun taivutusjäykkyys (EI) voidaan laskea taivutetun teräsbetonipalkin periaatteen mukaisesti. Halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen taivutusjäykkyys lasketaan kaavalla 31, kun taas halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys kaavalla 32 (Suomen Betoniyhdistys 2013).

$$(EI) = E_c I_c + E_s I_s \quad (31)$$

missä E_c on betonin kimmokerroin
 E_s on teräksen kimmokerroin
 I_c on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
 I_s on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$$(EI)_s = E_s A_s z (d - X) \quad (32)$$

missä E_s on teräksen kimmokerroin
 A_s on teräspoikkileikkauksen pinta-ala
 z on sisäinen momenttivarso
 d on poikkileikkauksen korkeus puristetusta yläreunasta raudoituksen alareunaan
 X on puristusvyöhykkeen korkeus

Vaihtoehtoisesti sekundaaripaalun taivutusjäykkyyden laskentaan voidaan käyttää liittorakenteisen pilarin taivutusjäykkyyden laskentakaavaa (kaava 33), jossa olevalla korjauskertoimella huomioidaan betonipoikkileikkauksen halkeilu (SFS-EN 1994-1-1 2005). Kaavan 33 termit E_a ja I_a ovat betonipoikkileikkausta ympäröivän teräsprofiilin kimmokerroin sekä jäyhyysmomentti, ja ne jätetään kaavasta pois, mikäli mitoitettavassa paalussa ei ole pysyvän rakenteen osaksi jäävää teräksistä työputkea.

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cd} I_c \quad (33)$$

missä K_e on korjauskerroin jonka arvo on 0,6
 I_a on betonipoikkileikkausta ympäröivän teräsprofiilin jäyhyysmomentti
 I_s on pääraudoituksen jäyhyysmomentti
 I_c on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
 E_a on betonipoikkileikkausta ympäröivän teräsprofiilin kimmokerroin
 E_s on pääraudoituksen kimmokerroin
 E_{cd} on betonipoikkileikkauksen kimmokerroin

Taivutusjäykkyyden laskennassa tarvittavat betoni- ja raudituspoikkileikkausten jäyhyysmomentit lasketaan käyttäen poikkileikkauksen alkioiden etäisyyttä neutraaliakselilta. Häkkiraudoitettun, poikkileikkaukseltaan ympyrän muotoisen paalun tapauksessa tarkka laskenta on kuitenkin hyvin työlästä, joten on kehitetty valmiita kaavoja, joilla poikkileikkausten jäyhyysmomentit saadaan laskettua. Eri laskentatapojen lopputulokset

ovat samaa suuruusluokkaa, mutta eivät täsmälleen samoja. Suomen Betoniyhdistyksen julkaisemassa kirjassa *Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus* (2012) esitetyt esistandardin ENV 1994-1-1 liitteen C mukaiset laskentakaavat löytyvät liitteestä 5.

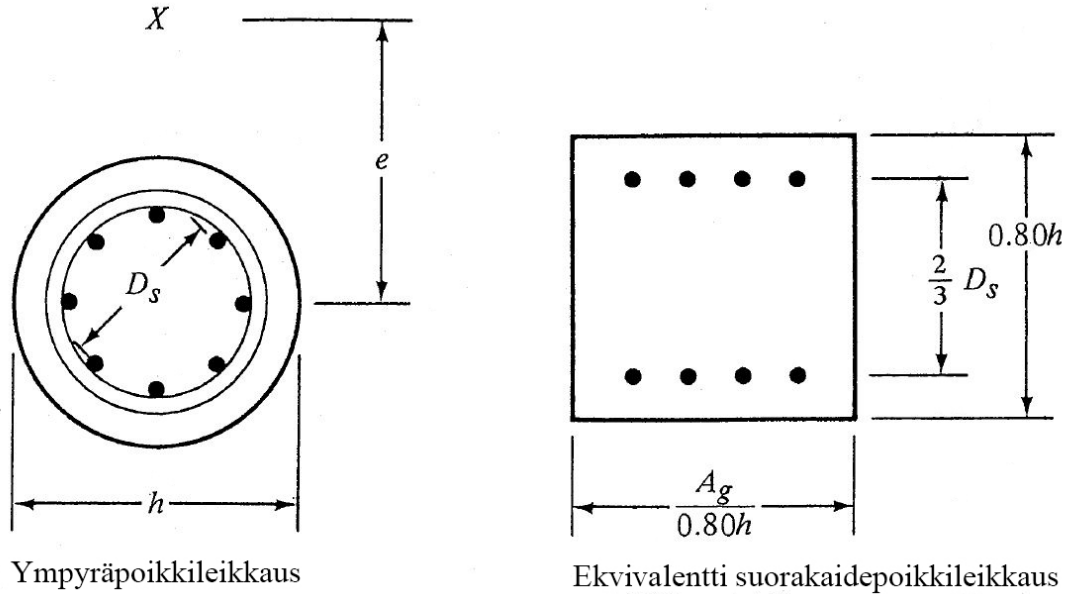
4.4 Taivutusmitoitus

Sekundaaripaalu mitoitetaan siihen kohdistuvalle maanpaineelle teräsbetonipalkin taivutusmitoituksen periaatteiden mukaisesti. Laskennassa mitoitetaan poikkileikkaukselle raudoitus, jolla mitoituskestävyys M_{Rd} on vähintään yhtä suuri kuin mitoitusmomentti M_{Ed} , eli mitoitusyhtälö 35 pätee (Suomen Betoniyhdistys 2013).

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \quad (35)$$

Poikkileikkaukseltaan pyöreän palkin taivutusmitoitus on hyvin monimutkaista, sillä puristusvyöhykkeen korkeus ei tällöin ole suoraan verrattavissa betonin murtopuristuman suuruuteen. Käyttämällä esimerkiksi Whitneyyn (1942) menetelmää voidaan ympyräpoikkileikkauksen pohjalta muodostaa sitä vastaava ekvivalentti suorakaidepoikkileikkaus, jonka taivutusmitoitus on huomattavasti yksinkertaisempaa ja mahdollista laskea käsin.

Kirjassa *Design of Reinforced Concrete* (McCormac & Brown 2015) esitetystä Whitneyyn menetelmässä muodostetaan ympyräpoikkileikkausta vastaava neliöpoikkileikkaus, jonka pinta-ala on yhtä suuri ympyräpoikkileikkauksen pinta-alan kanssa. Neliöpoikkileikkauksen sivun pituudeksi asetetaan 0,8 kertaa ympyräpoikkileikkauksen halkaisija. Puolet poikkileikkauksen raudoitustangoista sijoitetaan puristetulle puolelle ja puolet vedetylle puolelle niin, että niiden etäisyys on 2/3 ympyräpoikkileikkauksen raudoitustankojen keskipisteiden kautta kiertävän ympyrän halkaisijasta (kuva 13). McCormac ja Brown (2015) kertovat Whitneyyn menetelmän tuottavan laskennallisia tuloksia, jotka vastaavat kohtalaisen hyvin tehtyjen mittausten tuloksia. Tätä muutettua poikkileikkausta käyttämällä ympyräpoikkileikkauksen alustava taivutusmitoitus voidaan suorittaa kuten palkille, jonka poikkileikkaus on suorakaide.



Kuva 13 Ympyräpoikkileikkauksen muuttamisen ekvivalentiksi suorakaidepoikkileikkaukseksi merkinnät (McCormac & Brown 2015).

Häkkiraudoitettu sekundaaripaalu on aina automaattisesti puristusraudoitettu rakenne, sillä raudoitustangot on jaettu poikkileikkaukseen tasavälein neutraaliakselin molemmiin puolin. Poikkileikkauksen neutraaliakselin paikka määritellään betonin puristuman ja teräksen venymän avulla (kuva 14). Tasapainoraudoitusmäärää vastaavan puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus β lasketaan suorakaidepoikkileikkaukselle kaavan 36 mukaan. (SFS-EN 1992 2015.)

Betonin murtopuristuman suuruus suorakaidepoikkileikkaukselle on aina vakio $\varepsilon_{cu} = 3,5$ ‰, kun taas teräksen myötövenymä riippuu raudoituksen lujuudesta sekä käytettävästä teräksen osavarmuusluvusta (Suomen Betoniyhdistys 2008). Liitteessä 7 on esitetty *Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjan* (Suomen Betoniyhdistys 2013) mukaiset raja-arvot β eri raudoituksen lujuusluokille ja osavarmuusluville betonin murtopuristuman ollessa 3,5 ‰.

$$\beta = \lambda \frac{X}{d} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} \quad (36)$$

missä X on puristusvyöhykkeen korkeus
d on korkeus poikkileikkauksen yläreunasta raudoituksen alareunaan
 λ on tehollisen korkeuden määräävä kerroin
 ε_{cu} on betonin murtopuristuma
 ε_s on teräksen myötövenymä

Tehollisen korkeuden puristusvyöhykkeen korkeudesta määräävä kerroin λ määräytyy betonin lujuuden mukaan seuraavasti:

$$\lambda = 0,8$$

kun

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{cd} - 50)/400$$

kun

$$50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

Tehollisen lujuuden kerroin η määräytyy vastaavasti eri lujuuksisille betonilaaduille seuraavasti:

$$\eta = 1,0$$

kun

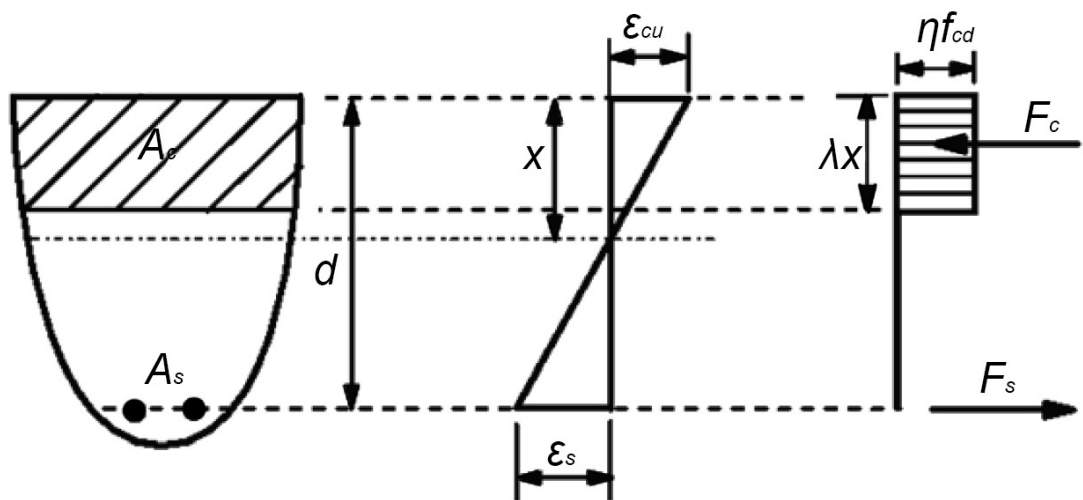
$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200$$

kun

$$50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

Jos puristetun alueen leveys pienenee puristetun alueen ulkoreunaa kohti, pienennetään arvoa ηf_{cd} 10% (SFS-EN 1992 2015). Tämä pienennys tulee huomioida esimerkiksi ympäröiväpoikkileikkauksen tehollista lujuutta määritettäessä.



Kuva 14 Tehollisen korkeuden sekä tehollisen lujuuden kertoimien merkinnät (SFS-EN 1992 2015).

Suorakaidepoikkileikkauksen puristusvyöhykkeen betonin puristuskestävyys N_{Rc} määritellään Eurokoodissa (SFS-EN 1992 2015) kaavan 37 mukaisesti.

$$N_{Rc} = \eta f_{cd} b \lambda X \quad (37)$$

missä η on tehollisen lujuuden kerroin
 f_{cd} on betonin laskentalujuus
 b on betonipoikkileikkauksen leveys
 λ on tehollisen korkeuden määräävä kerroin
 X on puristusvyöhykkeen korkeus

Raudoituksen vetokestävyys N_{Rs1} lasketaan kaavan 38 mukaisesti.

$$N_{Rs1} = f_{sd} A_{s1} \quad (38)$$

Missä f_{sd} on teräksen laskentalujuus

A_{s1} on vedetyn raudoituksen pinta-ala

Rakenteen ollessa tasapainoraudoitettu, tulee raudoituksen vetokestävyyden olla yhtä suuri puristetun betonipoikkileikkauksen puristetun osan puristuskestävyyden kanssa kaavan 39 mukaisesti (Suomen Betoniyhdistys 2013).

$$N_{Rc} = N_{Rs} \quad (39)$$

Tasapainoraudoitetun rakenteen taivutuskestävyys on poikkileikkauksen puristetun osan puristuskestävyyden tai vedetyn osan vetokestävyyden suuruinen (kaava 40). Puristetun raudoitusten osan puristuskestävyys N_{Rs2} lasketaan vetokestävyyden tavoin kaavan 38 mukaisesti, jossa puristetun raudoituksen pinta-ala A_{s2} on symmetrisesti raudoitetussa poikkileikkauksessa yhtä suuri kuin A_{s1} eli $0,5A_s$.

$$M_R = \min \begin{cases} N_{Rc}z + N_{Rs2}z \\ N_{Rs1}z \end{cases} \quad (40)$$

missä z on sisäinen momenttivarsi (kaava 41)

Suorakaidepoikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi lasketaan kaavalla 41.

$$z = d - \frac{\lambda x}{2} \quad (41)$$

Koska sekä tehollisten vedettyjen että puristettujen terästen ala $A_{s1} = A_{s2} = 0,5A_s$, ja puristetulla puolella vaikuttaa tämän lisäksi puristetun betonipoikkileikkauksen kestävyys, on käytännössä aina määräävänä kestävyysnä raudoituksen vedetyn osan vetokestävyys.

4.5 Leikkausmitoitus

Sekundaaripaaluissa leikkausraudoituksena toimivat tyypillisesti pääraudoituksia kiertävät spiraaliraudoitteet. Leikkausraudoitus mitoitetaan ristikkomenetelmällä kaavan 42 mukaan, jossa esiintyvän voiman $V_{Rd,s}$ pystykomponentin tulee olla vähintään yhtä suuri rakenteeseen vaikuttavan leikkausvoiman V_{Ed} kanssa. (Suomen Betoniyhdistys 2013)

$$V_{Rd,s} = f_{swd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (42)$$

missä f_{swd} on leikkausraudoituksen laskentalujuus

A_{sw} on leikkausraudoituksen pinta-ala

s on hakaväli

z on 0,9·poikkileikkauksen korkeus

θ on kulma, jonka arvo on välillä 21,8-45°

α on leikkausraudoituksen kulma suhteessa pääraudoitukseen

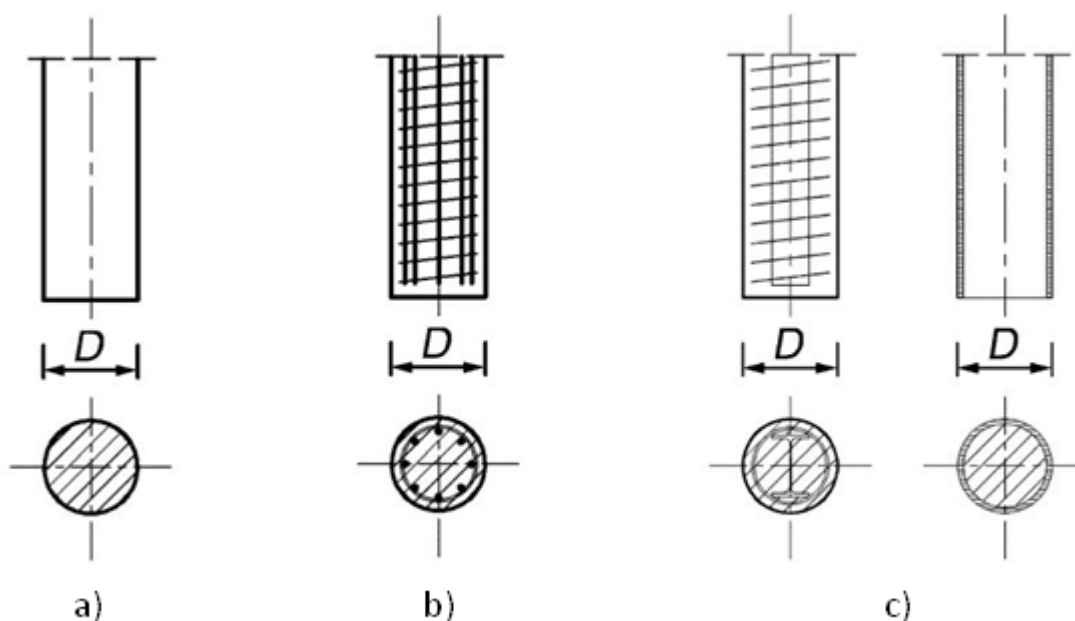
Lisäksi tulee tarkastaa palkin betonirakenteen leikkauskestävyys $V_{Rd,max}$, joka lasketaan kaavalla 43. Kaavojen 42 ja 43 leikkauskestävyyksistä pienempi on paalun mitoittava leikkauskestävyys.

$$V_{Rd,max} = \frac{vf_{cd}b_wz}{\tan\theta + \cot\theta} \quad (43)$$

missä v on halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin 0,6
 f_{cd} on betonin laskentalujuus
 b_w on betonipoikkileikkauksen leveys
 muut merkinnät ovat kaavan 42 mukaisia

4.6 Kaivinpaalujen raudoituksen vähimmäismäärät

Kaivinpaaluja käsittelevä standardi (SFS-EN 1536) sekä betonirakenteita käsittelevä Eurokoodi (SFS-EN 1992-1-1 2004) esittävät määräyksiä kaivinpaaluissa käytettävän raudoituksen vähimmäismäärille. Kuvassa 15 on esitetty erilaisia kaivettavan paalun raudoitusvaihtoehtoja. Raudoituksen tulee olla kokonaisuudessaan standardin SFS-EN 1992: *Betonirakenteiden suunnittelu* mukainen.



Kuva 15 Kaivettavan paalun raudoitusvaihtoehdot a) raudoittamaton betoni b) terästangoilla raudoitettu betoni c) erityisraudoitus: teräsprofili tai -putki (SFS-EN 1536).

Standardissa esitetään paalujen pitkittäisen pääraudoituksen vähimmäisala (taulukko 3). Pääraudoitustankojen vähimmäishalkaisija on 12 mm, ja niitä tulee olla vähintään 4 kpl. Lisäksi standardissa määritellään paalujen poikittaisen raudoituksen suositellut vähimmäishalkaisijat (taulukko 4). Jäykistysrenkaat tai muut raudoitushäkkiä kasassa pitävät rakenteet tulisi huomioda poikittaisena raudoituksena vain, jos ne on kunnolla kiinnitetty pitkittäisteräksiin. Jos raudoitteena käytetään teräsputkea tai -profiliä, tulee myös sen olla standardin SFS-EN 1992 mukainen. (SFS-EN 1536, SFS-EN 1992-1-1 2004.)

Taulukko 3 Pääraudoituksen suositeltava vähimmäisala paikalla valettaville kaivettaville paaluille (SFS-EN 1992-1-1 2004).

Paalun poikkileikkaus (A_c)	Pääraudoituksen vähimmäisala ($A_{s,bpmin}$)
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 A_c$

Taulukko 4 Poikittaisen raudoituksen suositeltavat halkaisijat (SFS-EN 1536).

Poikittaisen raudoituksen tyyppi	Poikittaisen raudoituksen halkaisija
Haat, vanteet tai kierrehaat	$\geq 6 \text{ mm}$ ja \geq neljäsosa pitkittäisterästen enimmäishalkaisijasta
Hitsattu teräsverkko	$\geq 5 \text{ mm}$

4.7 Tuennat

Kaivinpaaluseinän rakenteellista kestävyyttä mitoitettaessa tulee tarkastella seinärakenteen lisäksi tukijärjestelmän muita osia, kuten veto-, kallio-, maa- ja passiiviankkureita, vaakapalkkeja, juuripultteja ja puristussauvoja.

Tukena toimiva, kaivannon sisällä oleva puristussauva mitoitetaan rakenteellisesti puristettuna ja taivutettuna palkkina, jonka mitoituksessa tule huomioida muun muassa ripustuskuormat, iskukuormat, kuorman epäkeskisyys sekä pitkissä sauvoissa lämpölaajenemisen vaikutukset (RIL 263-2014). Puristetun ja taivutetun palkin kestävyuden laskenta etenee samalla tavoin kuin paalun kestävyuden laskenta, joka on esitetty yllä.

Kaivantoseinän ulkopuolinen ankkuri mitoitetaan mitoitustavalla DA2. Mitoituksessa käytetään yhtälöä 44. (Liikennevirasto 2013.)

$$P_d \leq R_d \quad (44)$$

missä P_d on ankkurikuorman mitoitusarvo
 R_d on ankkurin ulosvetokestävyuden mitoitusarvo

4.8 Käyttörajatila

Käyttörajatilatarkastelussa tulee varmistaa, ettei kuorman vaikutuksen mitoitusarvo ylitä käyttörajatilakriteerin rajoittavaa mitoitusarvoa missään rakenteen osassa tai maapohjassa (kaava 45), eli esimerkiksi, ettei rakenteessa tapahtuva siirtymä ole suurempi kuin sallittu siirtymä.

$$E_d \leq C_d \quad (45)$$

missä E_d on kuormien vaikutusten mitoitusarvo
 C_d on käyttörajatilakriteerin rajoittava mitoitusarvo

Käyttörajatilakriteerit sekä niiden rajoittavat arvot määräytyvät ympäristön sekä suunniteltavan rakenteen mukaan. Kaivinpaaluseinän käyttörajatilamitoituksessa kriteereinä ovat esimerkiksi taipuma, siirtymät sekä vesitiiviys. Tukiseinän siirtymät ovat lähiympäristölle haitallista, ja voivat aiheuttaa painumia sekä ympäröivien rakenteiden rikkoutumista. Vesitiiviys on merkittävä tekijä pysyvän rakenteen osaksi jäävässä tukiseinässä, jotta kaivantoon rakennettavien rakenteiden kosteus pysyy hallinnassa. Vesitiiviys varmistetaan betonirakenteissa rajoittamalla halkeilua.

Halkeilua tarkastellaan halkeamattomassa tai haljenneessa tilassa sen mukaan, ylittääkö rakenteeseen kohdistuva taivutusmomentti rakenteen halkeilumomentin. Jos se ei ylitä, ei rakenne ole haljennut, eikä halkeamaleveystarkastelua tarvitse tehdä. Jos taas ylittää, tulee halkeamaleveystarkastelu tehdä joko taulukkomitoituksena tai laskennallisesti. (Suomen Betoniyhdistys 2013)

Käyttörajatilatarkastelu tulee tehdä sekä rakentamisaikaisilla kuormilla että rakenteen lopullisen käyttötilanteen kuormilla (Suomen Betoniyhdistys 2013). Kaivinpaaluseinille kuormat rakentamisen ja käytön aikana eroavat toisistaan siten, että valmiina rakenteena kaivinpaaluseinä kantaa maanpaineen aiheuttaman kuorman lisäksi sille perustetusta rakenteesta aiheutuvan pystykuorman.

Pitkäaikaisessa tilanteessa tehollisen taivutusjäykkyyden laskennassa betonin kimmo-
 kertoimelle $E_{c,eff}$ käytetään arvoa, jossa huomioidaan kuormien pitkäaikaisvaikutukset (kaava 46).

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t} \quad (46)$$

missä E_{cm} on betonin kimmokerroin
 φ_t on virumaluku, jonka laskenta esitetty liitteessä 6
 N_{Ed} on normaalivoiman mitoitusarvo
 $N_{G,Ed}$ on normaalivoiman mitoitusarvon pysyvä osuus

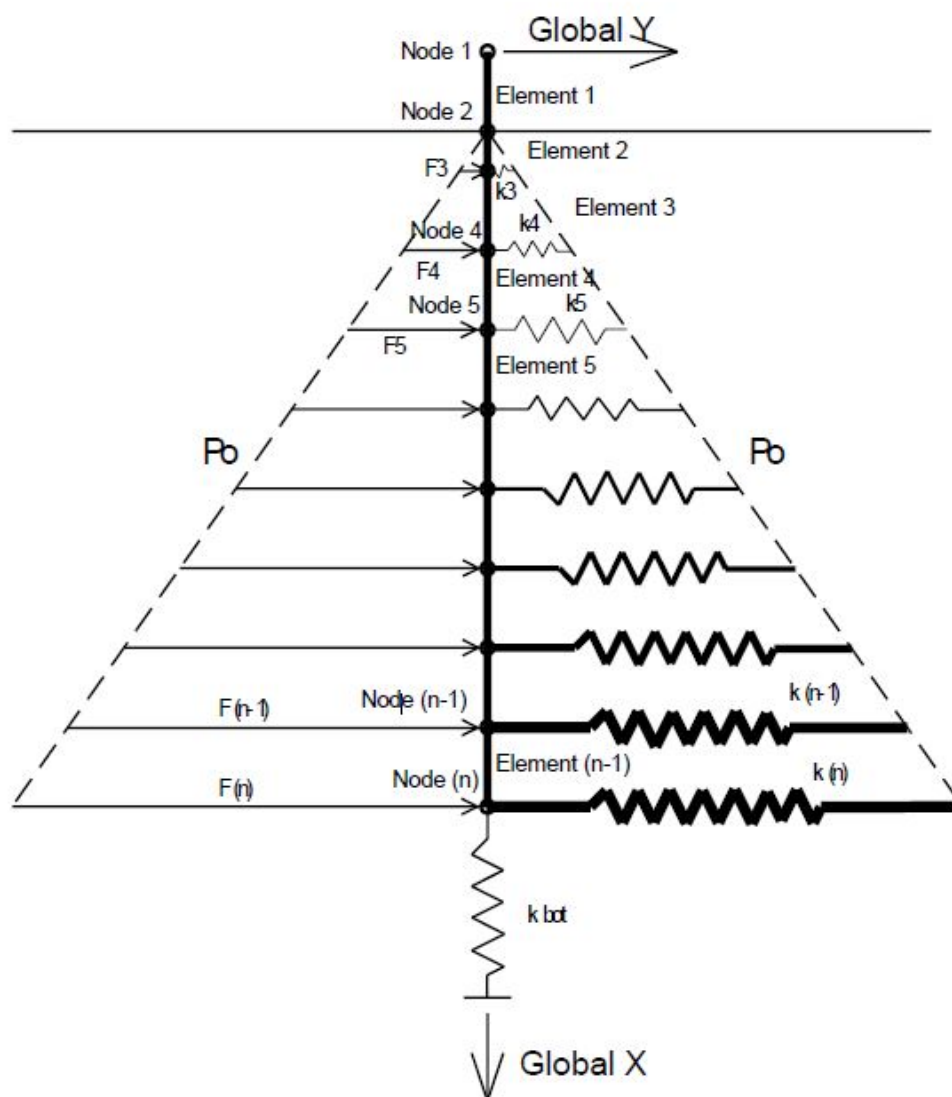
Käyttörajatilatarkastelussa osavarmuusluvuille käytetään arvoa 1,0, eli laskenta tehdään kuormien ja ominaisuuksien ominaisarvoilla (Liikennevirasto 2013). Betonin epälineaarinen viruma on otettava huomioon, jos betonin jännitys pitkäaikaistilanteen kuormilla laskettuna ylittää betonin laskentalujuuden yli 0,45 kertaisesti. Betonipoikkileikkauksen suurin puristusjännitys saa kuitenkin olla maksimissaan $0,6 f_{ck}$, ja raudoituksen vetojännitys maksimissaan $0,8 f_{yk}$. (Liikennevirasto 2012.)

5 Laskentaohjelman teoriaa

5.1 GeoCalc

GeoCalc-ohjelmistolla voidaan toteuttaa erilaisia geoteknisiä laskentoja. Ohjelmassa on erilaisia tilanteita varten useita eri osioita, joista kaivinpaaluseinän mallintamiseen käytetään Tukiseinä-osiota. Tätä diplomityötä tehtäessä käytössä oli GeoCalc-ohjelmiston versio 3.1.

Ohjelmassa tukiseinän käyttäytymistä kuvataan käyttäen jousi-palkkimallia (kuva 16). Tukiseinä mallinnetaan palkkeina sekä niiden välisinä solmuina, ja maan ja seinän välistä vuorovaikutusta kuvataan jousilla. Seinän takaiset kuormat, kuten pintakuorma, maanpaine ja vedenpaine määritetään ensin kuormafunktioksi, jonka jälkeen se jaetaan solmukuormiksi seinän solmukohdille. (Vianova Systems Finland Oy 2013a.)



Kuva 16 GeoCalcin Tukiseinä-osion jousi-palkkimalli (Vianova Systems Finland Oy 2013a).

Laskentatilanteen maaperätiedot määritetään syöttämällä GeoCalc-ohjelmaan jokaisesta maakerroksesta seuraavat ominaisuudet:

- kerroksen paksuus
- tilavuuspaino
- leikkauskestävyyskulma
- koheesio
- koheesio muutos syvyyden mukaan
- lepopaine kerroin
- aktiivi- ja passiivipainekertoimet
- avoin vai suljettu tila
- materiaalimalli sekä käytettävän mallin kertoimet.

Maanpainekertoimet voidaan joko syöttää itse, tai määrätä ohjelma laskemaan ne automaattisesti. Lepopainekertoimen laskemiseen ohjelma käyttää Jakyn yhtälöä, aktiivi- ja passiivipainekertoimien laskentaan Coulombin maanpaineteoriaa. (Vianova Systems Finland Oy 2013b.)

Käytettävä materiaalimalli määrää maan käyttäytymisen jännitystilassa. Vaihtoehtoina ovat siirtymäperusteinen malli (Displacement Controlled Model) sekä moduuliperusteinen malli (Modulus Controlled Model). Ensimmäisessä ohjelmaan syötetään aktiivi- ja passiivipaineiden kehittymiseksi tarvittavat siirtymät (taulukko 3), sekä siirtymät, joilla puolet maanpainemuutoksesta tapahtuu. Näiden perusteella ohjelman määrittelee hyperbolisen funktion, joka kuvaa maan käyttäytymistä. Moduuliperusteisissa mallissa käyttäjä syöttää kertoimet, joilla määritellään maan muodonmuutosmoduuli. Ohjelma määrittelee moduulin perusteella maan jäykkyyden käyttäen samaa hyperbolista funktiota kuin siirtymäperusteinenkin malli. (Vianova Systems Finland Oy 2013a, 2013b.)

Laskentatilanne kuvataan määrittämällä tukiseinän mitat ja ominaisuudet, seinän ja maan välinen kitkakerroin, mahdollisten tukitasojen korkeussijainnit sekä kuormien sijainnit ja suuruudet. Tukiseinä voidaan valita valmiista seinätyypeistä tai määritellä kokonaan itse syöttämällä poikkileikkauksen mitat sekä kimmokerroin. Kuormat voidaan määritellä pinta- tai viivakuormina, ja niille voidaan määrätä tietty aktivointisyvyys.

Lisäksi laskentaa varten määritellään pohjaveden pintojen tasot sekä se, onko kaivannon pohja vettä läpäisemätön vai läpäisevä. Vettä läpäisevälle maalle ohjelma laskee hydrauliset gradientit kappaleessa 3.8 esitetyllä tavalla.

Kun laskentatilanne on kuvattu, määritetään laskennan asetuksista tukiseinän elementtien lukumäärä, laskennan iterointitarkkuus sekä iterointikierrosten maksimilukumäärä. Iterointikierrosten lukumäärää kasvattamalla tuloksista saadaan tarkempia, mutta suurempi määrä kierroksia hidastaa laskentaa.

Ohjelma antaa laskennasta seuraavia tuloksia, joita voidaan tarkastella eri kaivutasoilla:

- tukiseinään kohdistuvat maanpainet

- leikkausvoiman
- aksiaalisen voiman
- taivutusmomentin
- yhdistetyt taivutus- ja puristusjännitykset
- tukiseinän vaakasiirtymän
- ankkureille kohdistuvat voimat
- varmuuskertoimen.

5.2 Laskentaohjelmien käyttö rakenteellisessa mitoituksessa

Geotekniikkaan erikoistuneet ohjelmat on luotu kuvaamaan maan käyttäytymistä, mutta eivät tyypillisesti ota kantaa rakenteen, kuten tukiseinän, rakenteelliseen toimintaan tai kestävyYTEEN. Tällöin laskentaohjelmasta saatuja tuloksia tulee käsitellä ohjelman ulkopuolella. Tähän tarkoitukseen on työn yhteydessä tehty Excel-laskentapohja Lemmin-käinen Infran käyttöön.

Pohjarakenteiden rakenteellinen mitoitus laskentaohjelmia käyttäen tapahtuu iteroimalla. Murtorajatilamitoituksen kulku etenee seuraavasti:

- Käytettävään ohjelmaan syötetään mitoitusavasta riippuen kuormien ja kestävyYksien mitoitus- tai ominaisarvot, kohteen geometria, sekä muut laskennassa tarvittavat tiedot. GeoCalc-ohjelmistoa käytettäessä syötettävät tiedot on kuvattu kappaleessa 5.1.
- Ohjelma laskee syötettyjen tietojen perusteella rakenteeseen kohdistuvat kuormat.
- Rakenteen kestävyys tarkistetaan ohjelman ulkopuolella käyttäen rakenteellisen mitoituksen periaatteita.
- Jos rakenteellinen kestävyys ei ole riittävä, tai se on huomattavasti liian suuri, muutetaan rakenteen mittoja, ja tehdään laskenta uudelleen käyttäen muutettuja arvoja.

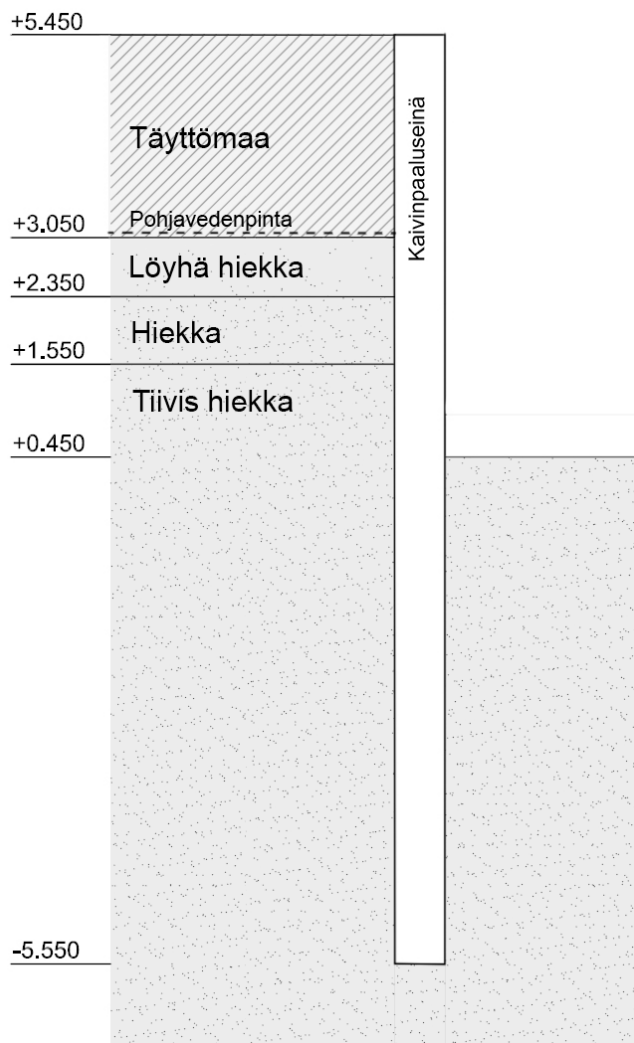
Käyttörajatilatarkastelua varten laskentaohjelmasta saadaan rakenteen siirtymät sekä jännitykset, joiden pohjalta voidaan tarkastella rakenteen halkeilua kappaleessa 4.8 esitetyllä tavalla.

6 Esimerkkikohde

6.1 Yleistä

Esimerkkikohteeksi kaivinpaaluseinien käytöstä valittiin Riikassa, Latviassa sijaitseva kerrostalotyömaa. Kohde sijaitsee keskeisellä paikalla Riikan keskustassa, ja tilaa sen ympäristössä on vähän. Tontti rajautuu kolmelta sivulta rakennuksiin, yhdeltä katuun. Tontille rakennettiin kuusikerroksinen asuinrakennus, joka perustettiin kaivinpaaluille sekä tontin reunoilla kaivinpaaluseinälle. Uudisrakennuksen aiheuttamat kuormat kaivinpaaluseinälinjalle ovat 350 kN/m, josta 300 kN/m on pysyvää kuormaa ja 50 kN/m muuttuvaa kuormaa. Kohteeseen kaivettava kaivanto oli 5 metriä syvä.

Rakennuspaikan maaperä on täyttömaata sekä hiekkaa. Pinnalla olevan täyttömaakerroksen paksuus on 2,4 metriä. Tämän alla on 0,7 metriä löyhää hiekkaa, 0,8 metriä keskiteivistä hiekkaa ja 9,6 metriä tiivistä hiekkaa. Pohjavedenpinta on täyttömaakerroksen ja ylimmän hiekkakerroksen rajapinnassa syvyydellä 2,4 metriä. Maakerrokset sekä pohjavedenpinta korkeusasemineen on esitetty kuvassa 17.

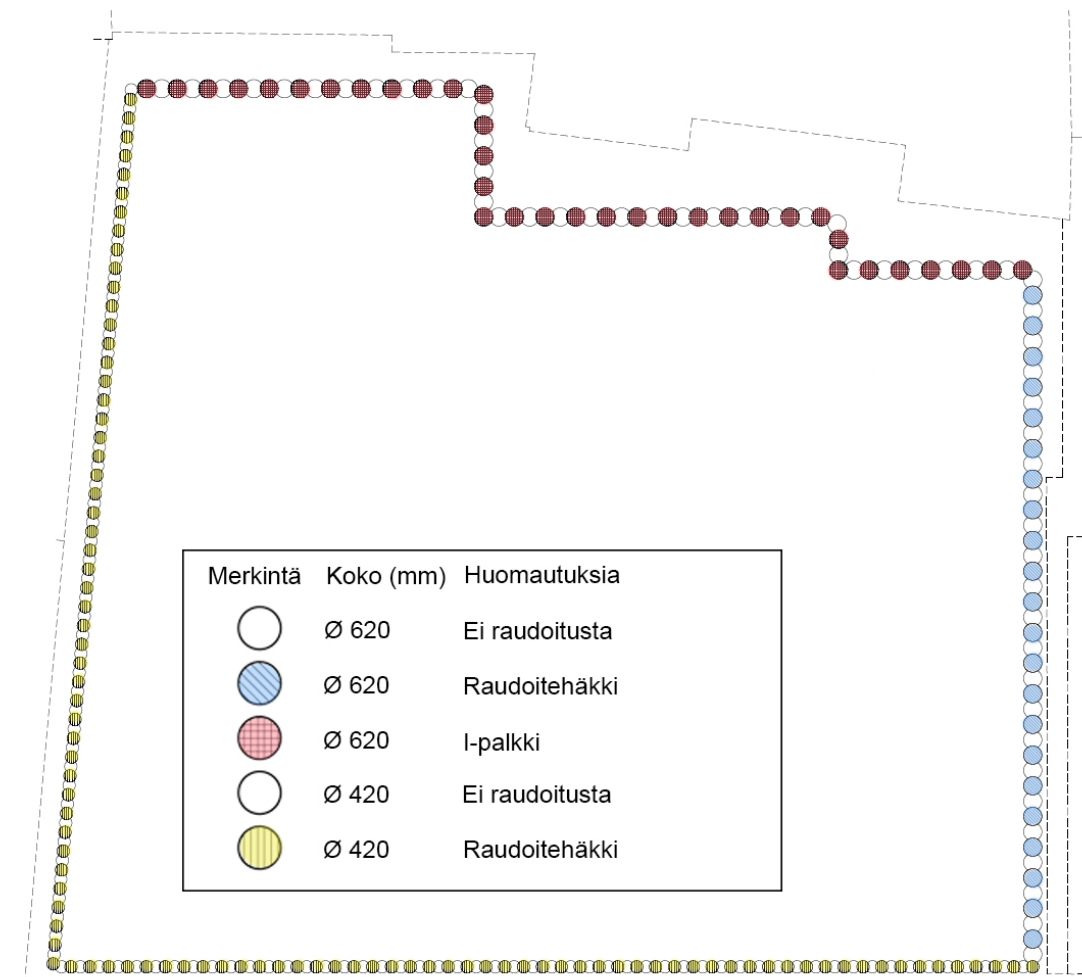


Kuva 17 Esimerkkikohteen rakennuspaikan maakerrokset

Tontin kahdella sivulla ympäröivät rakennukset ovat maanvaraisesti perustettuja, ja aiheuttavat kaivinpaaluseinän taakse nauhakuorman, jonka suuruus on 120 kN/m^2 yhdellä ja 400 kN/m^2 toisella sivulla. Kolmannella viereiseen tonttiin rajautuvalla sivulla rakennukset on perustettu paaluille. Tontin neljäs sivu rajautuu *Dzirnavu iela* -katuun, joka on kaksikaistainen.

6.2 Kohteen kaivinpaaluseinä

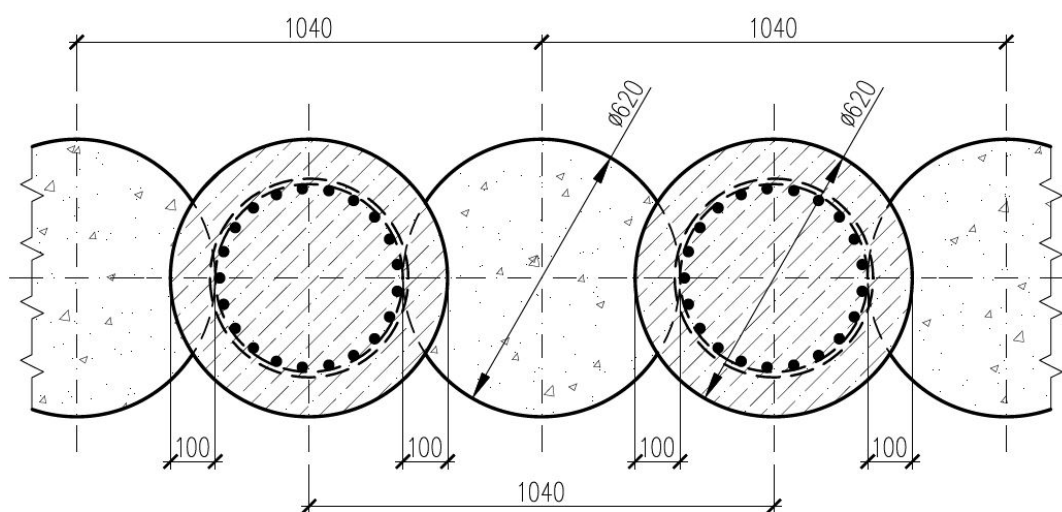
Kohteeseen rakennettiin koko tontin kiertävä kaivinpaaluseinä (kuva 18). Se toimi sekä rakentamisen aikaisena kaivannon tukiseinäinä, että lopullisen rakenteen osana. Seinässä käytettiin eri sivuilla erilaisia ja kokoisia kaivinpaaluja, yhteensä kolmea erilaista raudoitettua paalua. Kaksi sivuista toteutettiin häkkiraudoitetuilla halkaisijaltaan 420 mm paaluilla, yksi häkkiraudoitetuilla 620 mm paaluilla ja yksi portaittainen sivu 620 mm paaluilla joissa raudoitteena käytettiin I-palkkeja. Kaikissa seinissä joka toinen paalu on raudoittamaton primääripaalu ja joka toinen raudoitettu sekundaaripaalu.



Kuva 18 Esimerkkikohteen kaivinpaaluseinä, sekä siinä käytetyt raudoitteet

Häkkiraudoitetuissa, halkaisijaltaan 620 mm olevissa paaluissa käytettiin pitkittäisenä pääraudoituksena Ø 20 mm terästankoja. Tankoja oli 21 kappaletta paalun poikkileik-

kausta kohti. Häkkiraudoitettun 620 mm seinän poikkileikkaus on esitetty kuvassa 19. 420 mm paksuisissa häkkiraudoitetuissa paaluissa pitkittäisenä pääraudoituksena oli 19 kappaletta $\varnothing 20$ mm tankoja. Poikittaisena raudoituksena molemmissa häkkiraudoitetuissa paalutyypeissä käytettiin pääraudoituksia kiertäviä $\varnothing 12$ mm paksuja spiraaliraudotteita. Häkkiraudotteiden asennuksen helpottamiseksi häkit valmistettiin niin, että ne hieman kapenevat alapäästään. Kolmannessa paalutyyppissä raudoitteena käytettiin yhtä I-palkkia. Kaikkien käytettävien raudotteiden pituus oli 11 metriä. Raudoitushäkien ulkopinnassa oli ohjaimet, jotka varmistivat raudoituksen pysymisen keskellä paalua asennuksen ja betonoinnin aikana.



Kuva 19 Esimerkkikohteen häkkiraudoitettun 620 mm kaivinpaaluseinän poikkileikkaus

Paaluissa käytetty betoni oli venäläisen betoniluokituksen mukaisesti lujuudeltaan B30 ja vesitiiviydeltään W6. Nämä vastaavat suomalaista lujuusluokkaa C25/30, jolloin betonin f_{ck} oli 30MPa, ja vesitiivistä betonia. Betoni oli standardin LVS EN 206-1:2001 mukaista.

Kohteen kaivinpaaluseinää ei ankkuroitu maa- tai kallioankkureilla tai tuettu sisäpuolisella tuennalla. Kaivuvaiheen jälkeen kohteeseen rakennetun rakennuksen ala- ja välipohjat toimivat sisätuentana, mutta niiden tukea ei voitu huomioida rakentamisen aikaisessa mitoituksessa.

6.3 Kohteen rakenteen tarkistus

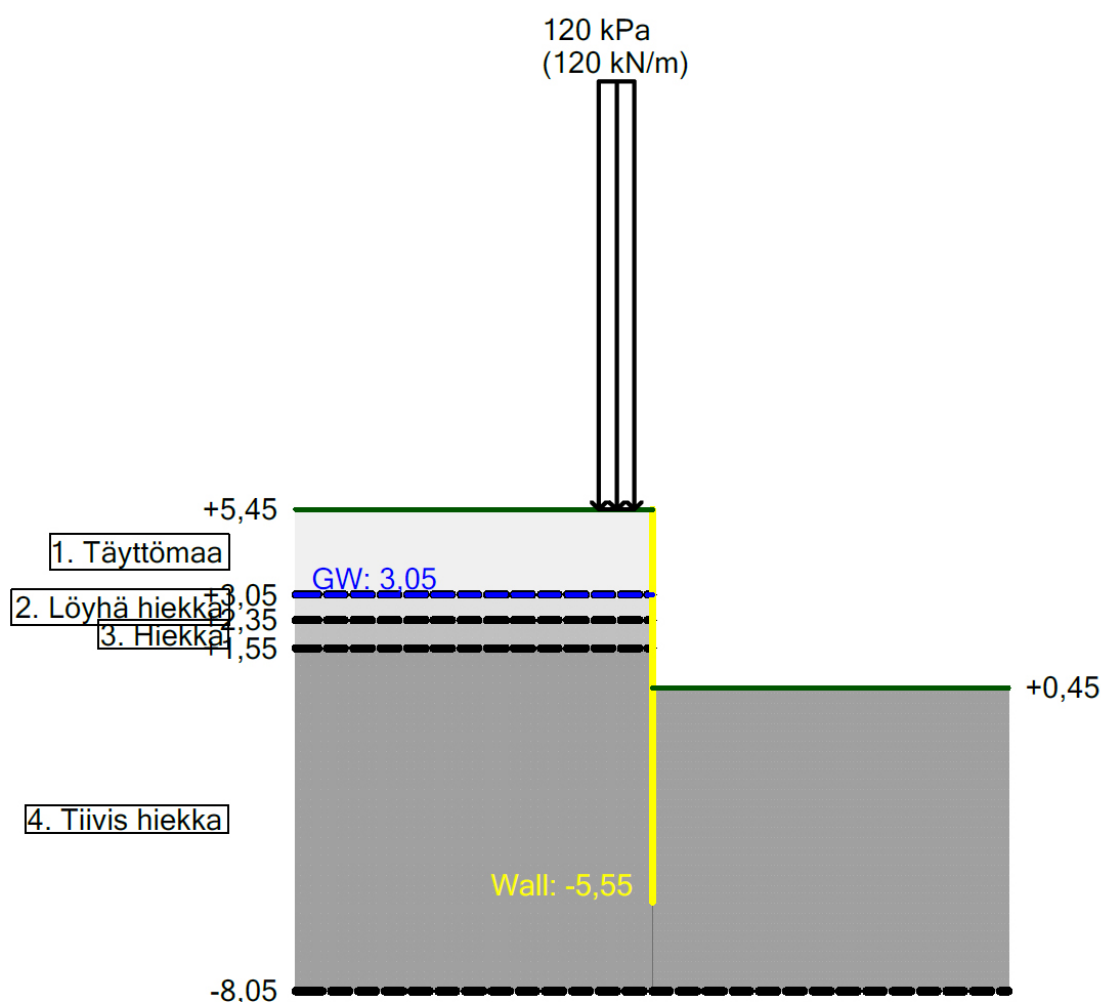
Kaivinpaaluseinän mitoistustavan kokeilemiseksi esimerkkikohta mitoitettiin uudestaan käyttäen GeoCalc-laskentaohjelmaa sekä kaivinpaaluseinän rakenteellista mitoittamista varten tehtyä Excel-laskentaohjelmistoa. GeoCalc-laskentaohjelmasta käytettiin versiota 3.1

Murtorajatilamitoitus tehtiin käyttäen mitoistustapaa DA2*. Ohjelmaan syötettiin maaparametrien sekä kuormayhdistelmien ominaisarvot. Kuormien osavarmuusluvut kohdis-

tettiin kuormien vaikutuksiin, ja laskennassa käytettiin Latvian pysyvän epäedullisen kuorman osavarmuuslukua, jonka suuruus on 1,35. Betoniin sekä teräkseen kohdistettiin laskennan alussa niiden materiaaliosavarmuusluvut, jotka ovat suuruudeltaan $\gamma_c=1,5$ ja $\gamma_s=1,15$.

Esimerkkikohteen mitoituksessa käytetyt maaparametrit on esitetty liitteessä 8. Maaparametrien arvot saatiin taulukosta, jossa esitettiin kohteessa tehdyn maaperätutkimuksen tulokset. Ohjelmaan syötettiin lisäksi käsin Eurokoodissa esitettyjen käyrästöjen (liite 3) mukaan lasketut maanpainekertoimet.

Mitoitus tehtiin kohteen siltä sivulta, jolla seinän sekundaaripaaluina käytettiin 620 mm häkkiraudoitettuja paaluja. Kaivinpaaluseinän takana olevan maan pintaan kohdistuva nauhakuorma oli tällä sivulla suuruudeltaan 120 kN/m^2 . Mallinnetun paalun pituus oli 11 metriä ja se oli kokonaan maan alla. Kaivannon loppusyvyys oli 5 m. Kohteen geometria on esitetty kuvassa 20.



Kuva 20 Esimerkkikohteen geometria laskentaohjelmassa GeoCalc

Laskentaa varten ohjelmaan luotiin oma paalutyyppi, jotta kaivinpaaluseinän ominaisuudet saatiin vastaamaan todellisuutta mahdollisimman hyvin. Paalulle määritellyt

ominaisuudet on esitetty taulukossa 5. Paalun laskentaleveytenä käytettiin vierekkäisten sekundaaripaalujen keskipisteiden etäisyyttä, sillä vain raudoitettujen paalujen lujuus huomioidaan murtorajatilamitoituksessa. Tällöin siis raudoitettu sekundaaripaalu kantaa sekä sille kohdistuvan kuorman, että viereisten primaaripaalujen puolikkaille kohdistuvan kuorman.

Taulukko 5 Esimerkkikohteen GeoCalc-mallissa käytetyt kaivinpaaluseinän parametrit

Wall Type	BoredpileWall
Name	Kaivinpaaluseinä
Manufacturer	Paikallavalettu
Cross Section Area [m ²]	0,27247
Calculation Width [m]	1,04
Inertia Modulus [m ⁴]	0,00591
Section Modulus [m ³]	0,02006
Elastic Modulus [kPa]	17877489
Flexural Stiffness [kNm ²]	105655,96
Axial Stiffness [kNm ² /m ²]	4871079,43
Length of Wall [m]	11

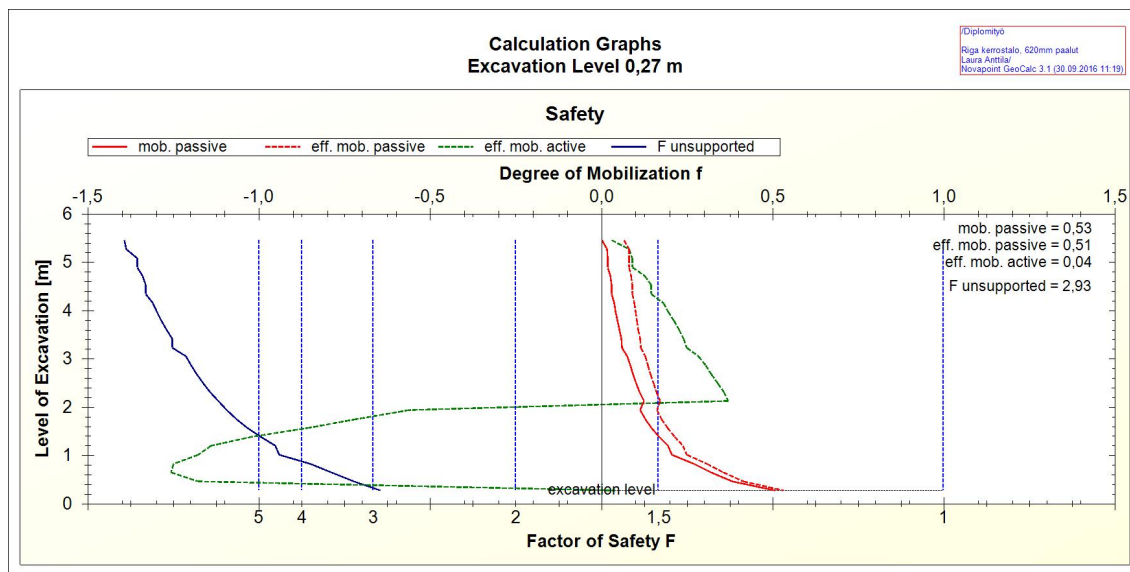
Seinän jäykkyys (EI) koostuu todellisuudessa erikseen betonipoikkileikkauksen sekä teräspoikkileikkauksen kimmomoduuleista ja jäyhyysmomenteista, joten ohjelmaan syötetty kimmomoduuli valittiin niin, että ohjelma laskee jäykkyyden arvon oikean suuruiseksi. Betonipoikkileikkauksen halkeilu huomioitiin paalun taivutusjäykkyydessä käyttämällä kaavassa 33 esitettyä korjauskerrointa, mikä pienensi betonipoikkileikkauksen jäykkyyden puoleen. Lisäksi paalun mitoitusalkaisijaa pienennettiin kappaleessa 4.2 esitetyllä tavalla, sillä kyseessä oli ilman pysyviä suojaputkia paikallavalettu paaluseinä.

Laskentaohjelman toiminnan vuoksi kaivinpaaluseinän kärkeen mallinnettiin kalliotappi (*rock bolt at wall base*). Kärjen liitoksen horisontaaliselle jäykkyydelle annettiin arvo 10 kN/mm/m, jonka voidaan ajatella vastaavan maakerrokseen tukeutuvan paalun kärjen sivukitkaa. Ohjelman laskenta-asetuksissa valittiin seinän elementtien määräksi 5 kpl / m, iterointitarkkuudeksi 0,001 mm ja iterointikierrosten maksimilukumääräksi 100.

Rakenteen kestävyys tarkistettiin tätä tarkoitusta varten muodostetulla Excel-laskentapohjalla. Laskentapohja vertaa kaavan 35 mukaisesti poikkileikkaukseen kohdistuvaa mitoittavaa momenttia poikkileikkaukselle laskettuun taivutuskestävyyteen. Mitoitustavan DA2* mukaisesti kuormalle kohdistettiin tässä vaiheessa kuormaosavarmuusluku, ja kestävyydelle kestävyys osavarmuusluku.

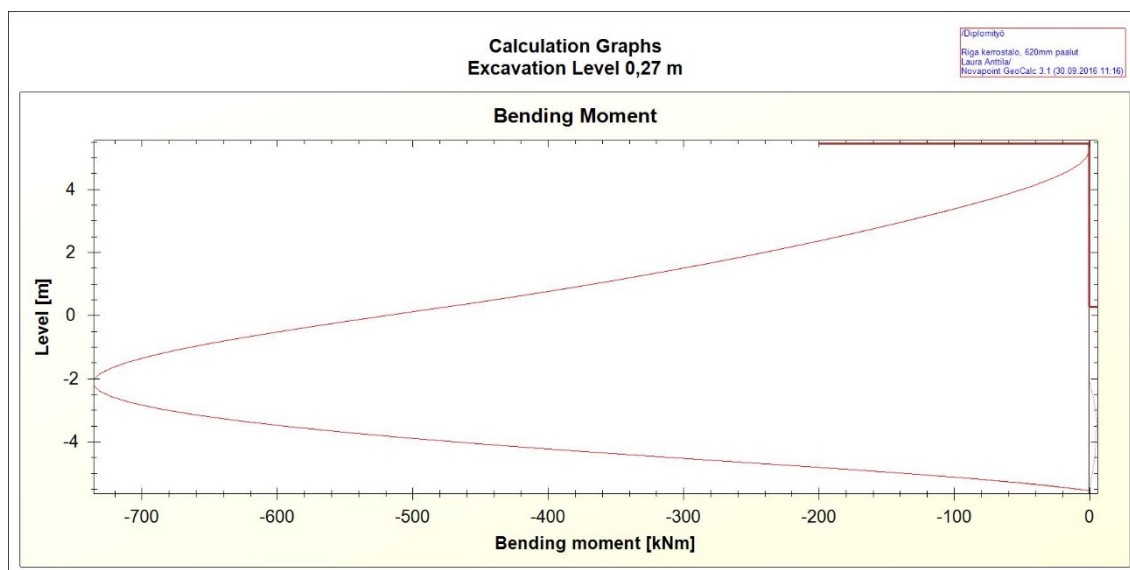
Tulokset

Laskentaohjelman tuloksia on esitetty kuvissa 21–24. Kuvassa 21 on kohteen maanpaineiden mobilisaatioasteet sekä varmuuskerroin F . Kuvasta nähdään, että varmuuskerroin pieneni kaivussyvyyden kasvaessa. Pienimmillään varmuuskerroin oli lopullisessa syvyydessä, kun kaivanto oli 5 metriä syvä. Tällöin varmuuskerroin oli 2,93. Varmuuskerroin jaetaan maan kantokestävyyden osavarmuusluvulla, joka on suuruudeltaan Latviassa 1,4. Tällöin varmuuskertoimen suuruudeksi saadaan 2,09, mikä on riittävä, sillä se on yli 1.



Kuva 21 Maanpaineiden mobilisaatioasteet ja varmuuskerroin

Kaivinpaaluseinän rakenteen mitoitus varten GeoCalcista luettiin seinään kohdistuva suurin taivutusmomentti (kuva 22). Suurimmillaan taivutusmomentti oli syvyydellä –2 metriä, eli 7,5 metriä seinän takana olevan maan pinnasta, kaivannon ollessa lopullisessa kaivussyvyydessä. Tällöin taivutusmomentti oli 735 kNm.



Kuva 22 Seinän taivutusmomentti alimmalla kaivutasolla

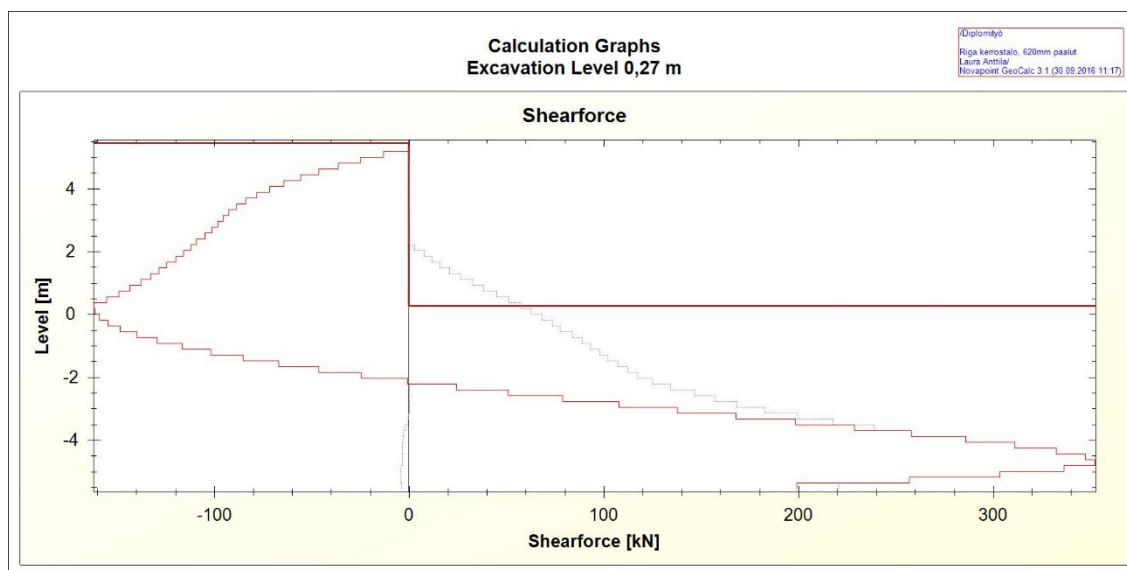
Taivutusmomentin ominaisarvo kerrottiin Latvian epäedullisen pysyvän kuorman kuormaosavarmuusluvulla, josta saatiin taivutusmomentin mitoitusarvoksi 992 kNm.

$$735 \text{ kNm} \cdot 1,35 = 992 \text{ kNm}$$

Seinään kohdistuva suurin taivutusmomentti syötettiin Excel-laskentapohjaan, jolla tarkistettiin rakenteen kestävyys. Laskentapohjan, eli kaavojen 36–41 mukainen paalun poikkileikkauksen taivutuskestävyyden laskenta on esitetty liitteessä 9. Poikkileikkauksen taivutuskestävyyden arvoksi saatiin 588 kNm. Mitoitusyhtälön (kaava 35) mukaisesti taivutuskestävyyden tulisi olla vähinään taivutusmomentin suuruinen, jotta rakenne kestäisi. Tällä perusteella rakenne ei ollut riittävän kestävä.

$$M_{Rd} = 588 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 992 \text{ kNm} \rightarrow \text{Ei OK}$$

GeoCalc-ohjelmasta luettiin taivutusmomentin lisäksi seinään kohdistuva suurin leikkausvoima (kuva 23). Suurin leikkausvoima kohdistui seinään syvyydellä -4,7 m kaivannon ollessa lopullisessa kaivussyvyydessään. Suurin leikkausvoima oli suuruudeltaan 352 kN.

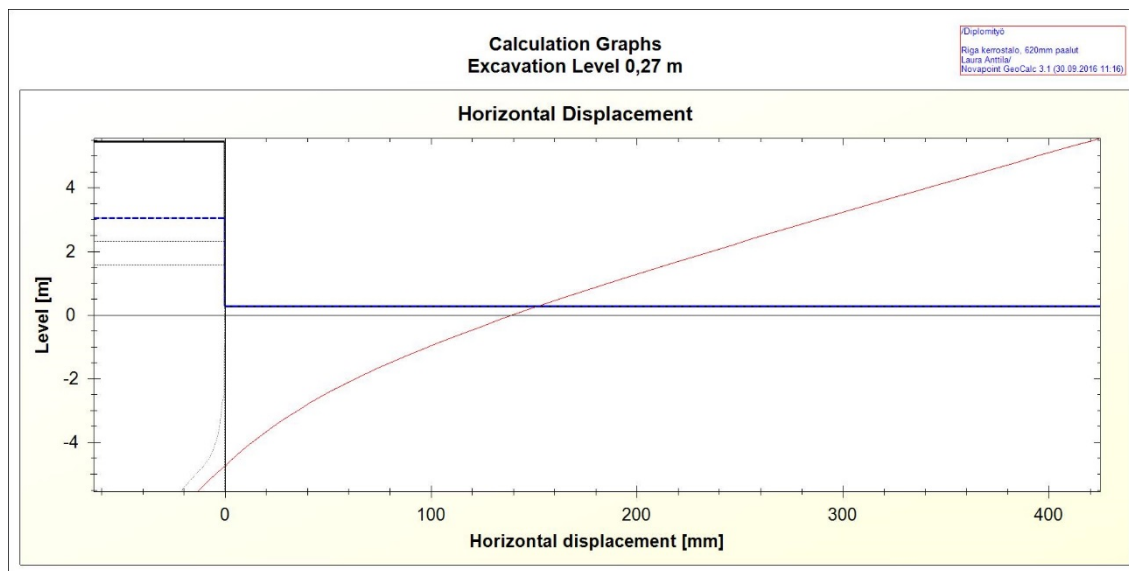


Kuva 23 Seinään kohdistuva leikkausvoima alimmalla kaivutasolla

Excel-laskentapohjan avulla tarkastettiin teräs- ja betonipoikkileikkausten leikkauskestävyydet, ja näistä pienempi valittiin poikkileikkauksen mitoittavaksi kestävyydeksi. Raudotuspoikkileikkauksen kestävyys ominaisarvoksi saatiin kaavan 42 mukaisesti laskettuna 1258 kN ja betonipoikkileikkauksen kaavan 43 mukaisesti 1014 kN. Tätä verrattiin kuormaosavarmuusluvulla 1,35 kerrottuun suurimpaan kohdistuvaan leikkausvoimaan, jonka mitoitusarvoksi saatiin 475 kN. Tämän perusteella rakenteen leikkauskestävyys oli riittävä.

$$V_{Rd} = 1014 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 475 \text{ kN} \rightarrow OK$$

GeoCalcilla lasketut seinän siirtymät olivat hyvin suuria. Suurin siirtymä esiintyi alimmalla kaivutasolla, jolloin seinän yläpään vaakasiirtymä oli 425 mm (kuva 24).



Kuva 24 Seinän vaakasiirtymät alimmalla kaivutasolla

6.4 Tulkintaa

Esimerkkikohteen uudelleenmitoituksen tuloksena saatiin, ettei kaivinpaaluseinän rakenne ole riittävän kestävä annettuja mittoja ja materiaaleja käyttäen, ja että siirtymät kohteessa olisivat tämän laskennan mukaan hyvin suuria.

Uudelleenmitoituksessa käytettiin kaikkia Eurokoodin mukaisia paalupoikkileikkauksen kokoon ja materiaaleihin kohdistuvia varmuuksia ja kertoimia, joita erityisesti taivutuskestävyyteen kohdistui runsaasti. Taivutusjäykkyys laskettiin kaavan 33 mukaisesti käyttäen korjauskerrointa sekä betonipoikkileikkaukselle pienennetyllä halkaisijalla laskettua jäyhyysmomenttia. Taivutuskestävyys laskettiin kaavojen 36–41 mukaisesti käyttäen pienennettyä paalun halkaisijaa. Betonin puristuslujuutena käytettiin kaavan 30 mukaista mitoitusarvoa, jossa lujuuteen kohdistettiin osavarmuusluku 1,5, osavarmuusluvun kerroin 1,1 sekä kerroin α_{cc} , jonka suuruus oli 0,85. Lisäksi taivutus- ja leikkauskestävyyksiä laskettaessa mitoittavaan momenttiin kohdistettiin kuormaosavarmuusluku 1,35.

Excel-laskentapohjaa käyttäen rakenne mitoitettiin uudelleen riittävän kestäväksi muuttaen raudoitustankojen kokoa ja/tai lukumäärää muiden lähtötietojen pysyessä samana. Tuloksena saatiin seuraavat vaihtoehdot raudoitukselle, jolla rakenne kestäisi sille kohdistuvan maanpaineen:

- 14 kappaletta 32 mm raudoitustankoja
- 23 kappaletta 25 mm raudoitustankoja
- 36 kappaletta 20 mm raudoitustankoja

Vaihtoehtoista ensimmäisellä, raudoitteiden halkaisijan ollessa 32 mm, raudoitteiden vapaaksi väliksi jää yli 80 mm, jolloin vaihtoehtoa voidaan käyttää ja raudoitustangot sijoittaa yhteen raudoitekerrokseen, jos betonin kiviaineksen maksimiraekoko on alle 20 mm. Jos haluttaisiin käyttää pienempiä raudoitustankoja, joiden halkaisija olisi esimerkiksi 25 tai 20 mm, tulisi niitä olla 23 tai 36 kappaletta, jolloin yhteen kerrokseen sijoitettuna raudoitteiden vapaa väli ei ole riittävä. Tangot tulisi sijoittaa useampaan sisäkkäiseen raudoitetankokerrokseen.

Uudelleenlaskennan tuloksena saadut siirtymät olivat hyvin suuria, suurimmillaan 425 mm. Todellisuudessa esimerkkikohteessa tehtyjen mittausten tuloksena saadut siirtymät olivat yhdestä kuuteentoista millimetriin. Uudelleenmallinnetun seinän keskikohdassa, eli siinä mistä mallinnuksen voidaan ajatella olevan tehty, mitattu siirtymä oli yksi millimetri. Mittausmenetelmän mittaustarkkuus oli kuitenkin jo tätä suurempi, ± 2 mm.

7 Johtopäätökset

Eurokoodin mukaan paikallavaletun betonipoikkileikkauksen jäykkyydelle ja kestävyydelle tulee kohdistaa useita rakenteen varmuutta kasvattavia vähennyksiä:

- Laskennassa huomioidaan ainoastaan sekundaaripaalun jäykkyys ja kestävyys
- Paikalla valetun paalun mitoituslaskaisijaa pienennetään
- Betonipoikkileikkaukseen kohdistetaan useita pienentäviä kertoimia
 - o Taivutusjäykkyydessä ja -kestävyydessä korjauskertoimet
 - o betonin osavarmuusluvun kerroin ilman pysyvää suojaputkea paikalla valettaville paaluille
- Kuormiin ja kestävyysiin kohdistetaan osavarmuusluvut.

Edellä mainittuja kertoimia ja pienennyksiä käyttäen uudelleenmitoitettu esimerkkikohde ei olisi riittävän kestävä. Myös laskentaohjelmalla saadut siirtymät olivat hyvin suuria, vaikka todellisuudessa esimerkkikohteessa mitatut siirtymät olivat sallituissa rajoissa. Niinpä osaa tässä laskennassa käytetyistä varmuuksista voisi mahdollisesti pienentää. Esimerkiksi paalupoikkileikkauksen halkaisijan pienentäminen voisi olla perusteltua jättää pois, sillä kaivinpaaluseinän paalut ovat näkyvillä kaivannossa, jolloin voidaan tarkastaa paikalla valettujen paalujen valujälki.

Kaivinpaaluja käsittelevän standardin SFS-EN 1536 (2015) mukaisesti vain sekundaaripaalujen huomioiminen rakenteellisessa mitoituksessa johtaa hyvin konservatiiviseen mitoitukseen. Todellisuudessa raudoittamattomat primaaripaalut vaikuttavat rakenteen kantavuuteen. Tällä perusteella laskentaleveyttä, jolta kohdistuvalle kuormalle sekundaaripaalu mitoitetaan, voitaisiin pienentää, tai paalun jäykkyyttä ja kestävyyttä kasvat-
taa esimerkiksi jollakin prosentuaalisella määrällä. Jotta primaaripaalut voitaisiin huomioida mitoituksessa, tulisi primaari- ja sekundaaripaalujen liitoskohtia kuitenkin tutkia tarkemmin ja selvittää, välittävätkö saumat kuormia rakenneosasta toiseen.

Suomen, Viron ja Latvian välisissä mitoitusavoissa ei ole juuri eroja lukuun ottamatta sitä, että Virossa luiskien kokonaisvakavuuden laskentaan käytetään mitoitusapaa DA1, kun Suomessa ja Latviassa käytetään mitoitusapaa DA3. Kaikissa näissä maissa tukirakenteiden mitoitukseseen käytetään mitoitusapaa DA2. Maiden välillä on pieniä eroja käytettävien osavarmuuslukujen suuruuksissa kuormien ja kestävyyksien osalta. Maaparametrien sekä materiaalien osavarmuusluvut ovat kaikissa näissä maissa yhtä suuria.

Taivutetun rakenteen neutraaliakselilla tai sen läheisyydessä olevat raudoitusankot eivät vaikuta rakenteen vakavuuteen, sillä ne eivät ole vedossa eivätkä puristuksessa. Näin ollen paalujen raudoituksen muoto voisi teoriassa olla erilainen tilanteessa, jossa kaivinpaaluseinään kohdistuva merkittävin kuorma on maanpaineen aiheuttama ja tulee yhdeltä, tiedetyltä suunnalta. Raudoitustankojen vähentäminen keventäisi rakennetta.

Kaivinpaalujen jatkotutkimukselle olisi tarvetta käyttörajatilamitoituksen osalta. Mittauksilla ja tutkimuksilla voitaisiin selvittää primaari- ja sekundaaripaalujen liitosten vesi-
tiiviyttä, sekä liitoksen todellista rakenteellista toimintaa. Lisäksi kaivinpaaluseinien

nurkkakohtien ja muiden suorasta seinälinjasta eroavien rakenteiden mitoitus tulisi tutkia lisää. Tukemattoman kaivinpaaluseinän osalta rakenteen kolmiulotteista toimintaa olisi hyvä tarkastella enemmän. Pitkä seinälinja joutuu kaksiakselisen taivutuksen alaiseksi, mikä taas voi vaikuttaa uudella tavalla paalujen välisiin liitoksiin.

Rakenteellinen mitoitus käyttäen GeoCalc-ohjelmistoa vaatii laskentaa ohjelman ulkopuolella, sillä GeoCalc laskee vain rakenteeseen kohdistuvat kuormat ja itse mitoitus tulee tehdä muuten. Raudoitettun betoniseinän mitoituksessa täytyy hieman soveltaa GeoCalcin valmiita seinäprofiileja. Kun seinän jäykkyys koostuu kahden eri materiaalin poikkileikkauksista ja näiden kimmomoduuleista, täytyy haluttu jäykkyys laskea muualla ja tämän perusteella valita sopiva kimmomoduuli koko poikkileikkaukselle.

Kaivinpaaluseinien mitoittamiseen vaikuttavat ohjeet ja määräykset ovat hajallaan, mutta löydettävissä alan kirjallisuudesta. Ohjeita noudattava mitoitus on hyvin konservatiivinen, minkä seurauksena todellisuudessa olemassa oleva esimerkkikohde ei uusien laskelmien mukaan olisi riittävän kestävä. Myös lasketut siirtymät eroavat huomattavasti todellisuudesta. Ympyräpoikkileikkauksisen kaivinpaalun tarkat rakenteelliset mitoitustulokset ovat työläitä tehdä käsin, joten laskentatilannetta on käytännössä pakko yksinkertaistaa esimerkiksi Whitneyn menetelmää käyttäen, tai laskenta tehdä erikseen jollain tähän tarkoitettuun laskentaohjelmistolla.

Lähdeluettelo

Asikainen, N. 2009. Kaivinpaalutus Kelly-menetelmällä. Diplomityö. Teknillinen Korkeakoulu, insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta. Espoo. 100 s.

Bond, A. & Harris, A. 2008. Decoding Eurocode 7. Taylor & Francis. Lontoo. ISBN 978-0-415-40948-3.

EVS-EN 1992-1-1/NA. 2007. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Estonian National Annex. Eesti standard.

EVS-EN 1997-1/NA. 2014. Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules. Estonian National Annex. Eesti standard.

Fleming, K. & Weltman, A. & Randolph, M. & Elson, K. 2009. Piling Engineering. Third Edition. Oxford, United Kingdom: Taylor & Francis. 398 s. ISBN 978-0-415-26646-8.

Juhola, M. & Keinonen, L. 1986. Pohjarakenteiden kehitys. Teoksessa: Anttikoski, U. & Juhola, M. & Lamberg, R. & Mäkinen, M. & Vähäaho, I. (toim.). RIL 166 Pohjarakenteet. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. S. 31–48. ISBN 951-758-108-4.

Liikennevirasto. 2011. Eurokoodi 7. Geotekninen suunnittelu. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS Ry. 351 s. SFS-käsikirja 207. ISBN 978-952-242-159-3.

Liikennevirasto. 2012. Eurokoodin soveltamisohje. Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2. Liikenneviraston ohjeita 12/2012. [Viitattu 30.5.2016]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2012-13_eurokoodin_soveltamisohje_ncci2_web.pdf ISBN: 978-952-255-157-3 (sähköinen).

Liikennevirasto. 2013. Eurokoodin soveltamisohje. Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. Liikenneviraston ohjeita 35/2013. [Viitattu 18.1.2016]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2013-35_ncci7_web.pdf ISBN: 978-952-255-364-5 (sähköinen).

Liikenne- ja viestintäministeriö. 2015a. Kansallinen liite (LVM). SFS-EN 1990:2002/A1 (Liite A2). Rakenteiden suunnitteluperusteet. Muutos A1: Liite A2: Soveltaminen siltoihin. [Viitattu 21.1.2016]. Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi/1990/1990/NA%20SFS-EN1990-LVM.pdf>

Liikenne- ja viestintäministeriö. 2015b. Kansallinen liite (LVM). SFS-EN 1997-1. Geotekninen suunnittelu. Yleiset säännöt: Soveltaminen infrarakenteisiin. [Viitattu 21.1.2016]. Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi/1997/1997-1/NA%20SFS-EN1997-1-LVM.pdf>

LVS EN 1992-1-1/NA. 2014. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings – National annex. Latvijas Standarts.

LVS EN 1997-1/NA. 2013. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules – National annex. Latvijas Standarts.

McCormac, J. & Brown, R. 2015. Design of Reinforced Concrete. 9. painos. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons. 672 s. ISBN 1118879104.

Rantamäki, M. & Tammirinne, M. 1990. Pohjarakennus. Helsinki: Otakustantamo. 228 s. Otakustantamo 465. ISBN 951-671-265-7.

RIL 121-2004. 2004. Pohjarakennusohjeet. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 137 s. ISBN 951-758-439-3.

RIL 181-1989. 1989. Rakennuskaivanto-ohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 120 s. ISBN 951-758-216-1.

RIL 207-2009. 2009. Geotekninen suunnittelu. Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 244 s. ISBN 978-951-758-505-7.

RIL 212-2001. 2001. Suurpaalutusohje 2001. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 150 s. ISBN 951-758-412-1.

RIL 254-2011. 2011. Paalutusohje 2011. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 261 s. ISBN 978-951-758-528-6.

RIL 263-2014. 2014. Kaivanto-ohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 208 s. ISBN 978-951-758-9.

Ruotsala, M. 2011. Ratojen tukiseinien mitoittaminen Eurokoodilla. Diplomityö. Aalto-yliopisto, insinööritieteiden korkeakoulu. Espoo. 91 s.

SFS-EN 1536. 2015. Execution of special geotechnical work. Bored piles. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. 83 s.

SFS-EN 1992-1-1. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. 219 s.

SFS-EN 1994-1-1. Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. 101 s.

SFS-EN 1997-1. 2014. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 163 s.

SFS-EN 1997-2. 2007. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 2: Pohjatutkimus ja koestus. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 156 s.

SFS-EN 206. 2014. Betoni. Määrittely, ominaisuudet, valmistus ja vaatimustenmukaisuus. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 99 s.

Suomen Betoniyhdistys ry. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. BY 210. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy. 711 s. ISBN 978-952-5075-96-0.

Suomen Betoniyhdistys ry, Teräsrakenneyhdistys ry. 2012. Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Eurocode 4 – Oppikirja. BY 58. Helsinki: BY-Koulutus Oy. 337 s. ISBN 978-952-9683-52-9.

Suomen Betoniyhdistys ry. 2013. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – Osa 1. BY211. 2. painos. Helsinki: BY-Koulutus Oy. 253 s. ISBN 978-952-67169-9-2.

Vianova Systems Finland Oy. 2013a. Novapoint GeoCalc - Supported Excavation Theory. Versio 3.0. [Viitattu 18.4.2016]. Saatavissa: http://docs.vianova.fi/GeoCalc/3.1/NPGeoCalc_Supported_Excavation_Theory.pdf

Vianova Systems Finland Oy. 2013b. Novapoint GeoCalc – Tukiseinä. Versio 3.0. [Viitattu 18.4.2016]. Saatavissa: http://docs.vianova.fi/GeoCalc/3.1/NPGeoCalc_Tukiseina.pdf

Ympäristöministeriö. 2007. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1997-1 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. [Viitattu 19.4.2016]. Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi/1997/1997-1/NA%20SFS-EN1997-1-YM.pdf>

Ympäristöministeriö. 2009. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. [Viitattu 18.5.2016]. Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi/1992/1992-1-1/NA%20SFS-EN1992-1-1-YM.pdf>

Liiteluettelo

Liite 1: Geoteknisissä laskelmissa tarvittavien parametrien määrittämiseen käytettävät laboratoriokeet

Liite 2: Maanpaineiden mobilisoitumiseen tarvittavat siirtymät Eurokoodin mukaan

Liite 3: Aktiivisten ja passiivisten maanpaineiden kertoimien käyrästöt

Liite 4: Eurokoodin 7 kansallisissa liitteissä esitetyt osavarmuuskertoimet: Suomi, Viro ja Latvia

Liite 5: Ympyräpoikkileikkauksen jäyhyysmomentin laskenta

Liite 6: Betonin muodonmuutosominaisuudet ja virumaluvun laskenta

Liite 7: Tasapainoraudoituksen mukaiset β_{bd} ja μ_{bd} sekä näiden laskentakaavat

Liite 8: Esimerkkikohde GeoCalc-ohjelmassa

Liite 9: Paalun taivutuskestävyyden laskenta

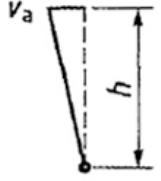
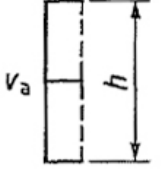
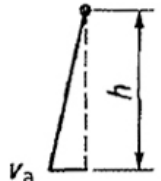
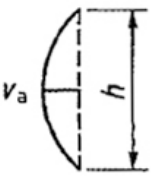
Parametri	Maalajityyppi										
	Savinen maalaji			Silttinen maalaji			Hiekkainen, sorainen maalaji				
	Koenäytteen tyyppi			Koenäytteen tyyppi			Koenäytteen tyyppi				
	Häiriin- tymätön	Häiritty	Vaivattu	Häiriin- tymätön	Häiritty	Vaivattu	Häiriin- tymätön	Häiritty	Vaivattu	Häiritty	Vaivattu
Geologinen kuvaus ja maalajin luokitus	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Vesipitoisuus	X	(X)	(X)	X	(X)	(X)	X	(X)	(X)	(X)	(X)
Irttoisuus	X	(X)	-	X	(X)	-	X	(X)	-	-	-
Pienin ja suurin tiheys	-	-	-	(X)	(X)	(X)	(X)	(X)	(X)	X	X
Atterbergin rajat (konsistenssirajat)	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-
Rakeisuus	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Suljetun tilan leikkauslujuus	X	-	-	(X)	-	-	(X)	-	-	-	-
Läpäisevyys	X	-	-	X	(X)	(X)	X	(X)	(X)	(X)	(X)
Häiriintymisherkkyys	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

X = määritetään normaalisti
 (X) = määrittäminen mahdollista, ei välttämättä edustava
 - = ei sovellu

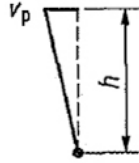
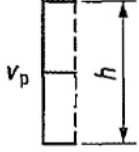
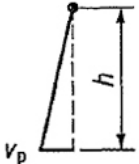
HUOM. Joillakin maalajityypeillä lisäkoetta voidaan harkita, esimerkiksi orgaanisen aineksen pitoisuuden, kiintotoheyden ja aktiivisuuden määrittämiseksi.

Liite 2. Maanpaineien mobilisoitumiseen tarvittavat siirtymät Eurokoodin mukaan

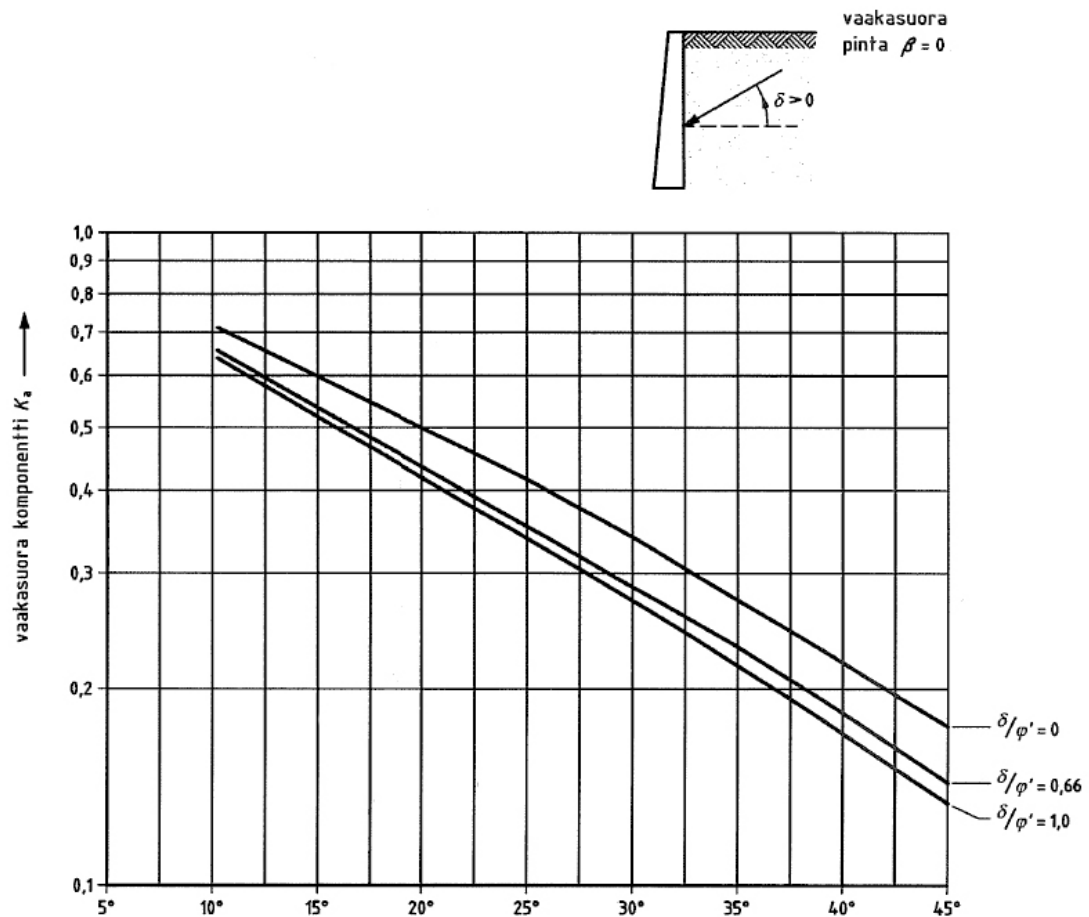
Taulukko 1 Suhteet v_a/h kitkamaille (SFS EN 1997-1 2014).

Seinän siirtymän tyyppi		v_a/h löyhä maa %	v_a/h tiivis maa %
a)		0,4 ... 0,5	0,1 ... 0,2
b)		0,2	0,05 ... 0,1
c)		0,8 ... 1,0	0,2 ... 0,5
d)		0,4 ... 0,5	0,1 ... 0,2
missä: v_a on aktiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän siirtymä h on seinän korkeus			

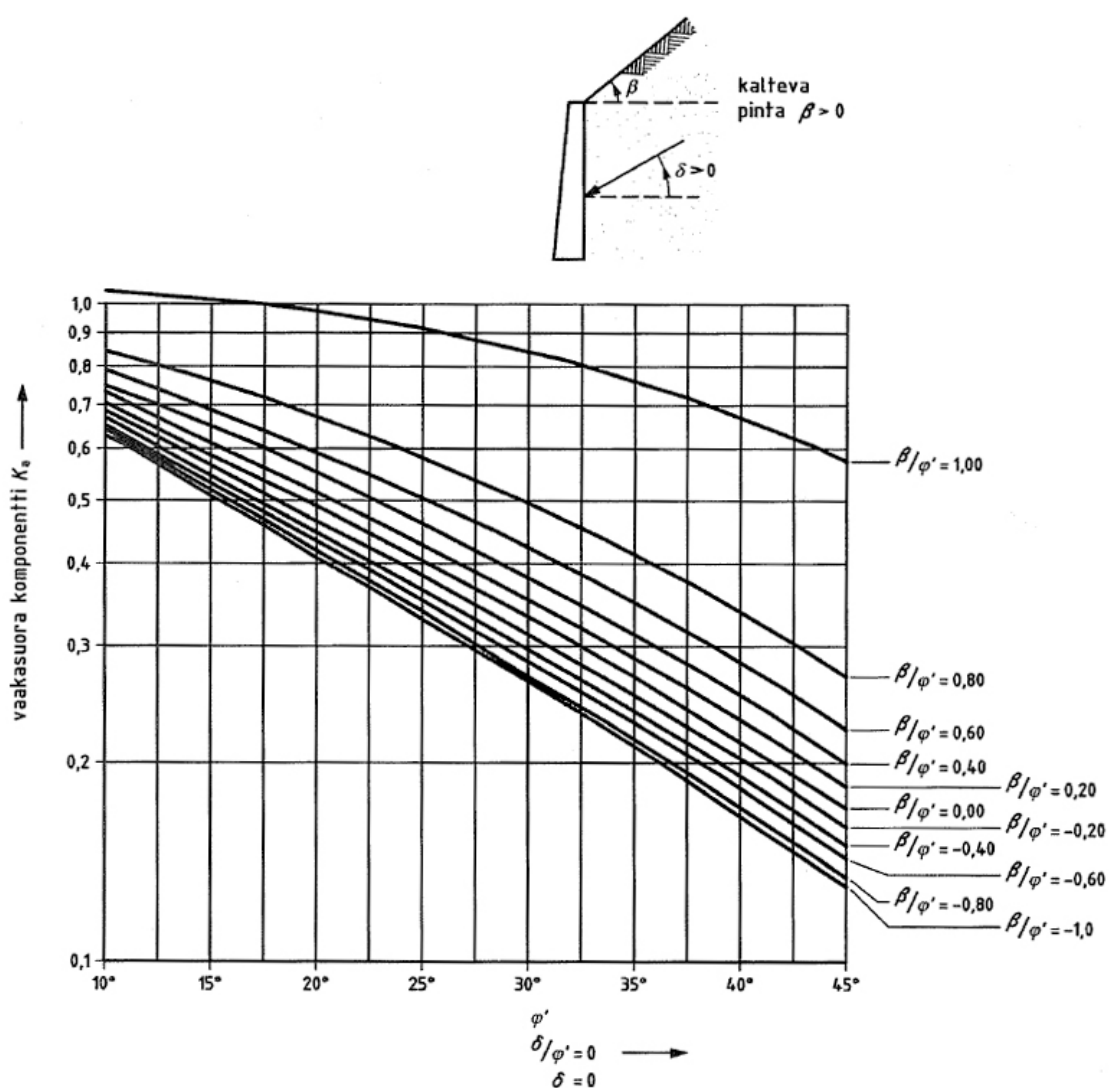
Taulukko 2 Suhteet v_p/h - ja v/h arvolle $0,5\sigma_p$ kitkamaille (SFS-EN 1997-1 2014).

Seinän siirtymän tyyppi		v_p/h (v/h $0,5\sigma_p$) %	v_p/h (v/h $0,5\sigma_p$) %
		löyhä maa	tiivis maa
a)		7 (1,5) ... 25 (4,0)	5 (1,1) ... 10 (2,0)
b)		5 (0,9) ... 10 (1,5)	3 (0,5) ... 6 (1,0)
c)		6 (1,0) ... 15 (1,5)	5 (0,5) ... 6 (1,3)
missä: v on seinän siirtymä v_p on tehokkaan passiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän siirtymä h on seinän korkeus σ_p on täysin mobilisoitu passiivinen maanpaine			

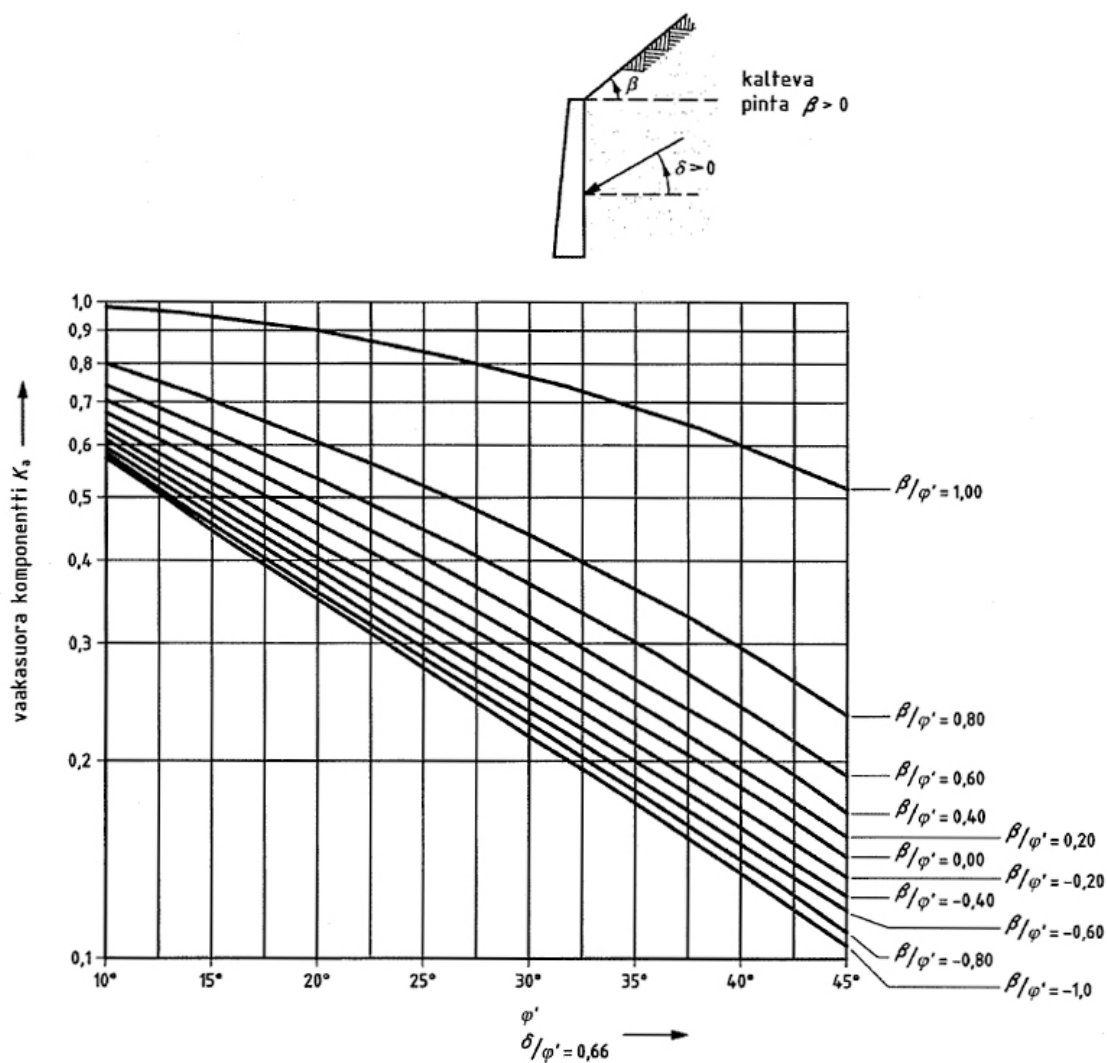
Liite 3. Käyrästöt aktiivisen ja passiivisen maanpaine kertoimen määrittämiseen



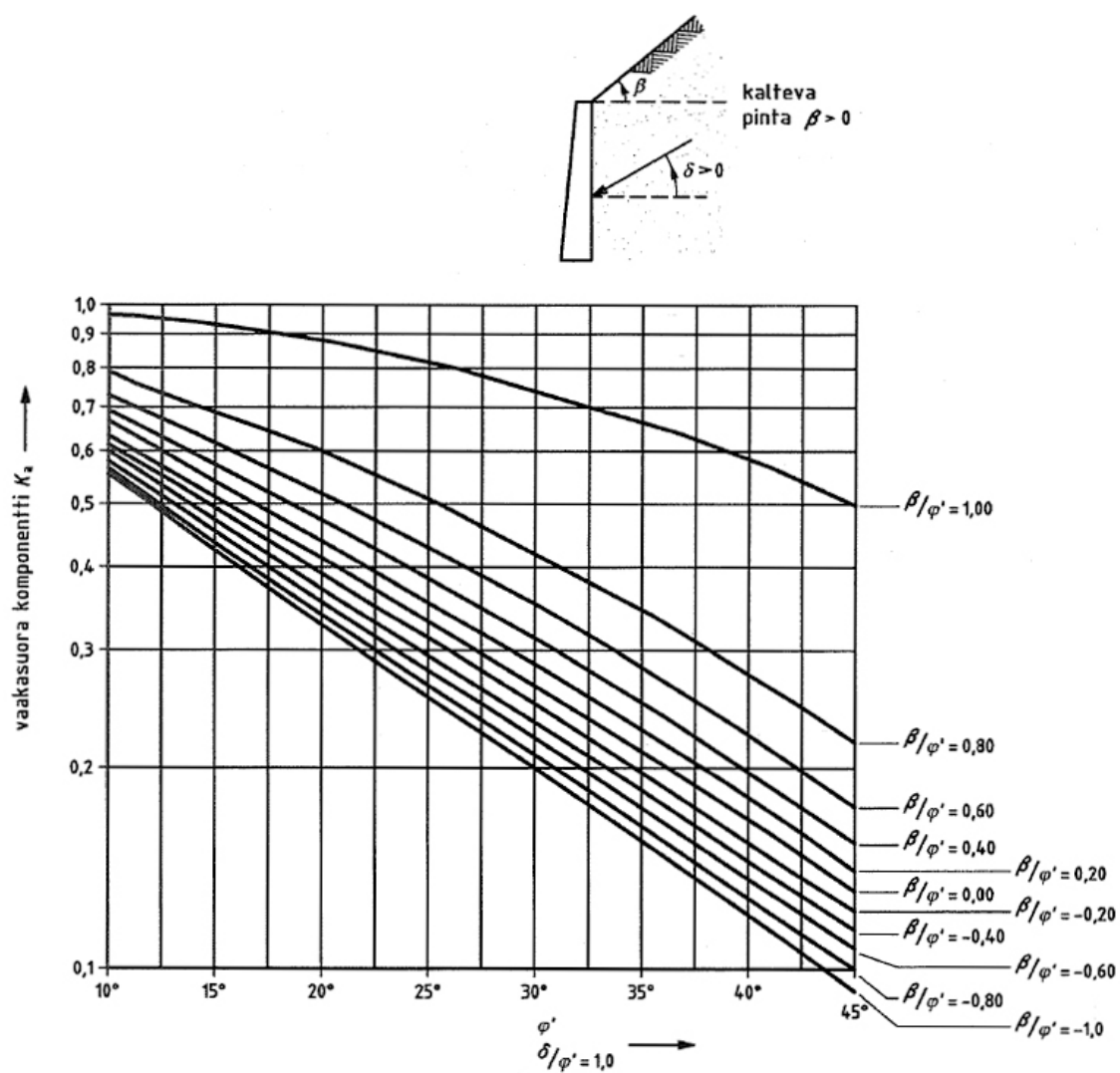
Kuva 1 Kertoimet K_a tehokkaalle aktiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu pinta vaakasuora ($\beta=0$) (LVM 2011).



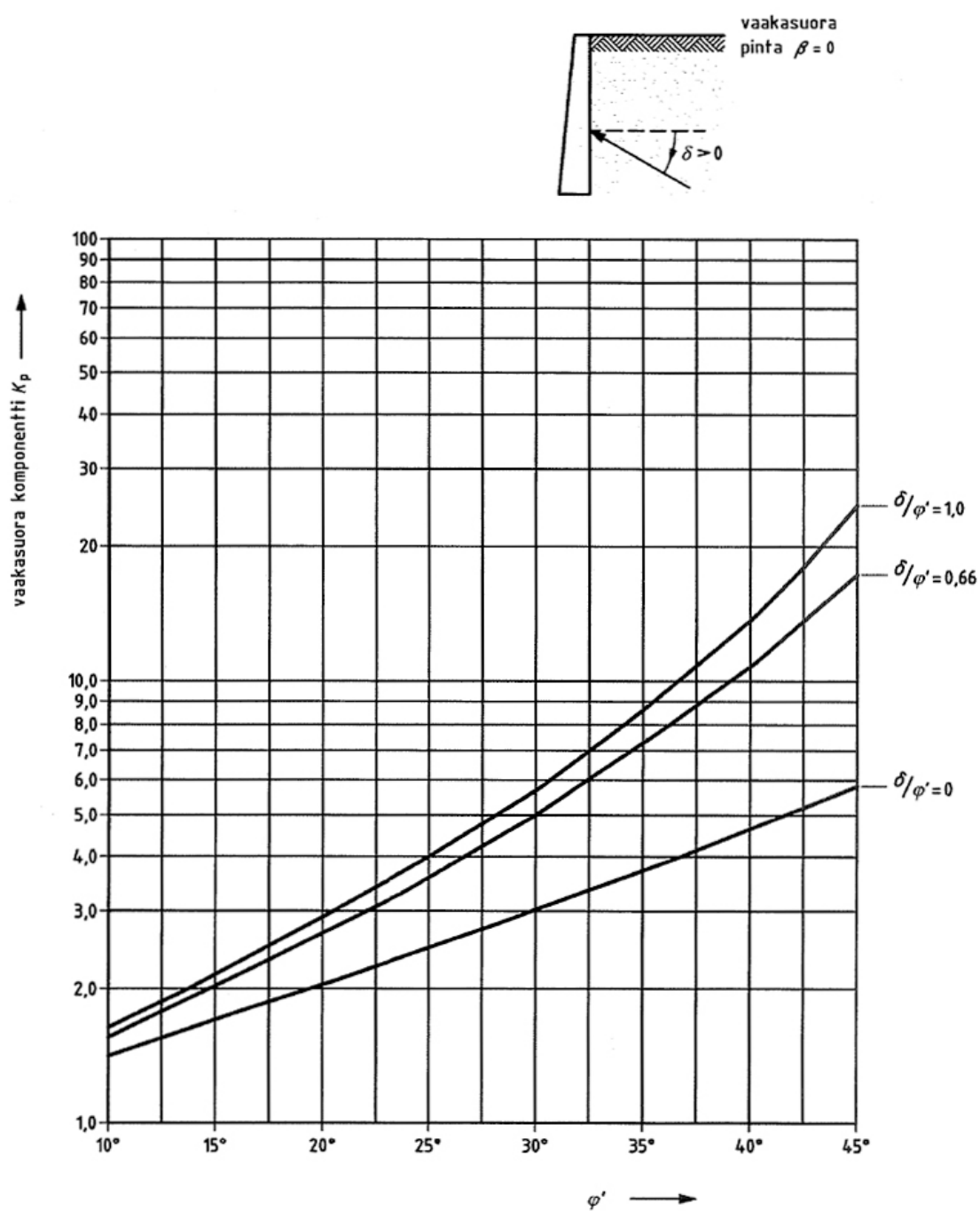
Kuva 2 Kertoimet K_a tehokkaalle aktiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu pinta kalteva ($\delta/\phi' = 0$ ja $\delta = 0$) (LVM 2011).



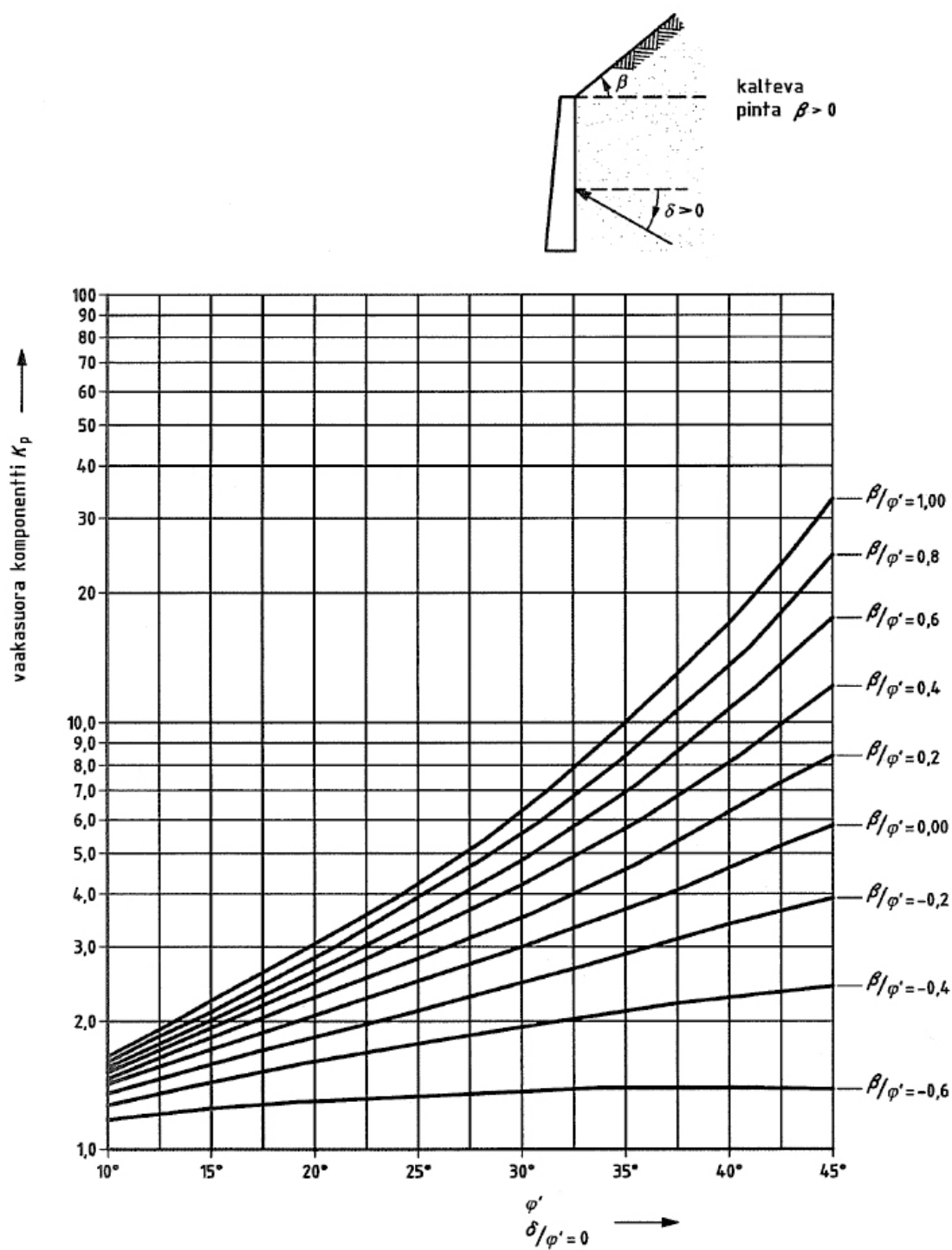
Kuva 3 Kertoimet K_a tehokkaalle aktiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu pinta kalteva ($\delta/\varphi' = 0,66$) (LVM 2011).



Kuva 4 Kertoimet K_a tehokkaalle aktiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu pinta kalteva ($\delta/\phi' = 1$) (LVM 2011).

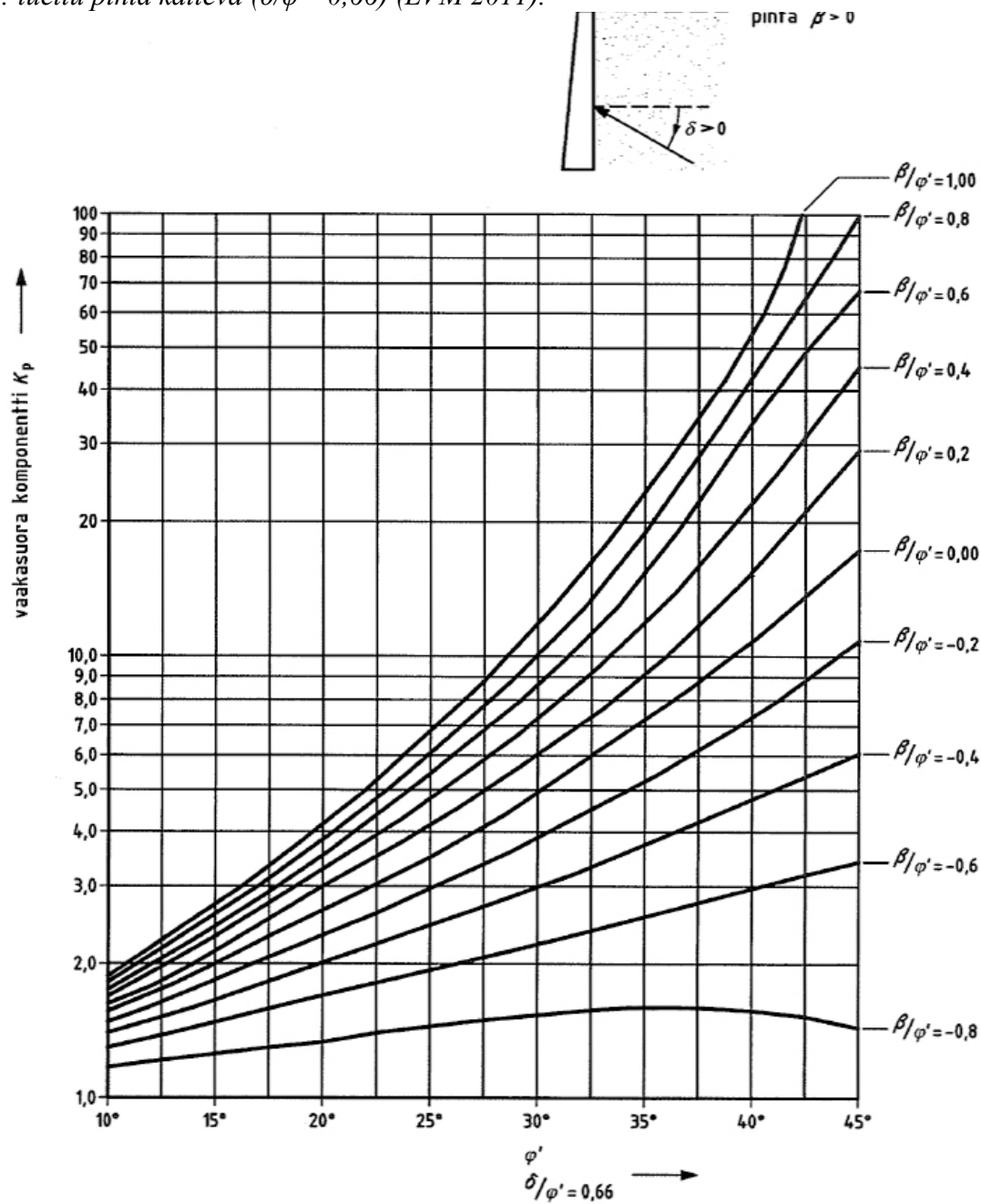


Kuva 5 Kertoimet K_p tehokkaalle passiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu pinta vaakasuora ($\beta=0$) (LVM 2011).

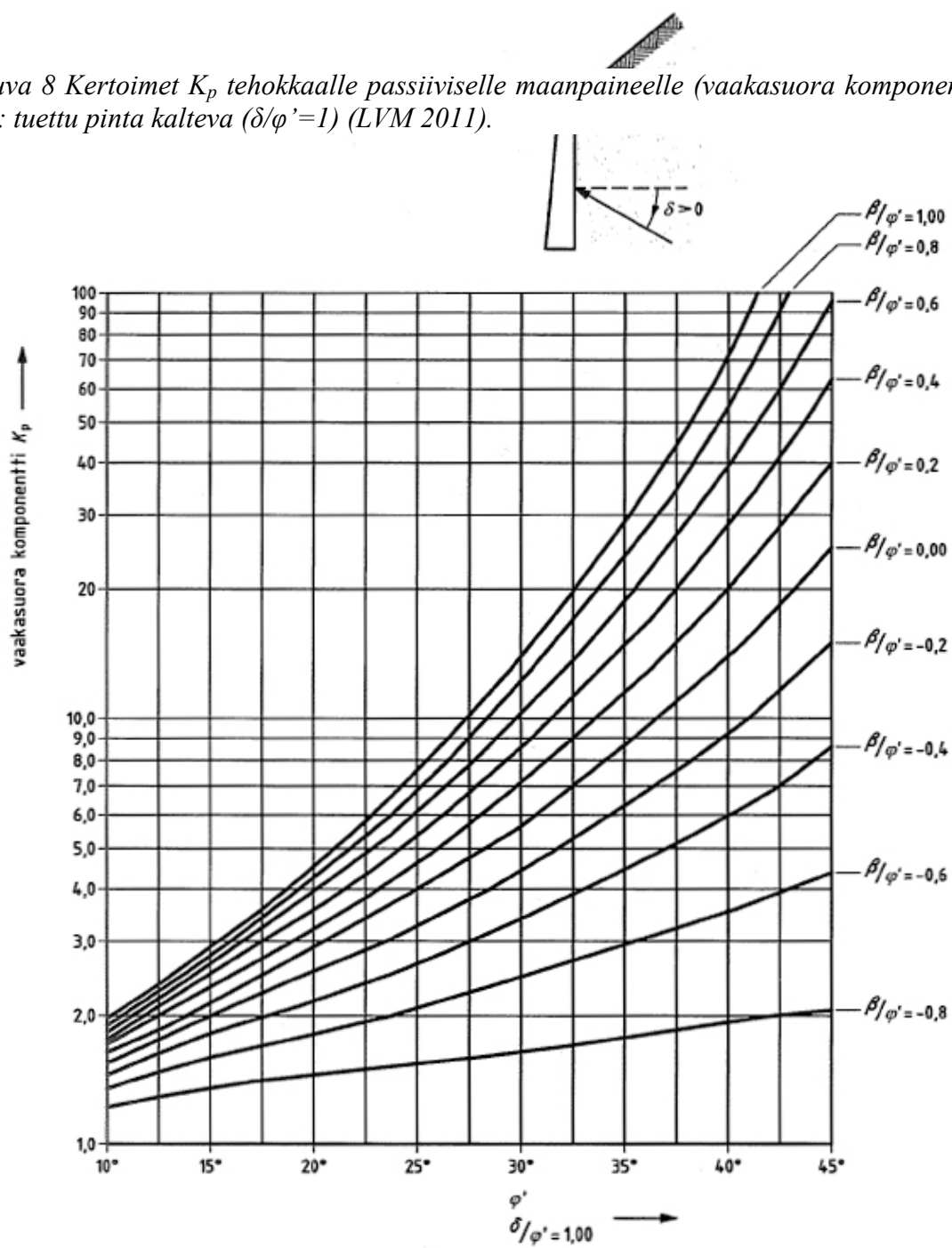


Kuva 6 Kertoimet K_p tehokkaalle passiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu pinta kalteva ($\delta/\varphi' = 0$ ja $\delta = 0$) (LVM 2011).

Kuva 7 Kertoimet K_p tehokkaalle passiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu pinta kalteva ($\delta/\varphi' = 0,66$) (LVM 2011).



Kuva 8 Kertoimet K_p tehokkaalle passiiviselle maanpaineelle (vaakasuora komponentti): tuettu pinta kalteva ($\delta/\varphi' = 1$) (LVM 2011).



Liite 4. Kansallisten liitteiden arvot osavarmuusluville

Kuormien tai kuormien vaikutusten osavarmuusluvut, STR/GEO (Taulukko A.1)

Taulukko 1 Suomen kansallisen liitteen mukaiset kuormien tai kuormien vaikutusten osavarmuusluvut, STR/GEO (LVM 2015a).

Kuorma	Merkintä			Sarja	
				A1	A2
Pysyvä	Epäedullinen	$\gamma_{Gkj,sup}$	6.10a	1,35	
			6.10b	1,25	
			6.10		1,0 K_{FI}
	Edullinen	$\gamma_{Gkj,inf}$	6.10a	0,9	
			6.10b	0,9	
			6.10		1,0
Muuttuva	Epäedullinen	γ_Q	6.10b	1,5 K_{FI}	
			6.10		1,3 K_{FI}
	Edullinen			0	0

Taulukko 2 Viron kansallisen liitteen mukaiset kuormien tai kuormien vaikutusten osavarmuusluvut, STR/GEO (EVS 2014).

Kuorma	Merkintä		Sarja	
			A1	A2
Pysyvä	Epäedullinen	γ_G	1,2	1,0
	Edullinen		1,0	1,0
Muuttuva	Epäedullinen	γ_Q	1,5	1,3
	Edullinen		0	0

Taulukko 3 Latvian kansallisen liitteen mukaiset kuormien tai kuormien vaikutusten osavarmuusluvut, STR/GEO (LVS 2013).

Kuorma	Merkintä		Sarja	
			A1	A2
Pysyvä	Epäedullinen	γ_G	1,35	1,0
	Edullinen		1,0	1,0
Muuttuva	Epäedullinen	γ_Q	1,5	1,3
	Edullinen		0	0

Maaparametrien osavarmuusluvut γ_M , STR/GEO (Taulukko A.4)

Taulukko 4 Suomen, Viron sekä Latvian kansallisten liitteiden mukaiset maaparametrien osavarmuusluvut, STR/GEO (EVS 2014, LVM 2015b, LVS 2013).

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma	γ_ϕ	1,0	1,25
Tehokas koheesio	γ_c	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,4
Yksiaksiaalinen puristus- koe	γ_{qu}	1,0	1,4
Tilavuuspaino	γ_γ	1,0	1,0

Kestävyyden osavarmuusluvut kaivetuille paaluille γ_R , STR/GEO (A.7)

Taulukko 5 Suomen kansallisen liitteen mukaiset kestävyyden osavarmuusluvut kaivetuille paaluille, STR/GEO (LVM 2015b).

Kestävyys	Merkintä	Sarja (R2)
Kärki	γ_b	1,2
Vaippa (puristus)	γ_s	1,2
Kokonais/yhdistetty (puristus)	γ_t	1,2
Vedetty vaippa:		
- lyhytaikainen kuormitus	$\gamma_{s,t}$	1,35
- pitkäaikainen kuormitus	$\gamma_{s,t}$	1,5

Taulukko 6 Viron kansallisen liitteen mukaiset kestävyyden osavarmuusluvut kaivetuille paaluille, STR/GEO (EVS 2014).

Kestävyys	Merkintä	Sarja			
		R1	R2	R3	R4
Kärki	γ_b	1,25	1,3	1,4	1,6
Vaippa (puristus)	γ_s	1,0	1,3	1,2	1,3
Kokonais/yhdistetty (puristus)	γ_t	1,15	1,3	1,4	1,5
Vedetty vaippa	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,35	1,4	1,6

Taulukko 7 Latvian kansallisen liitteen mukaiset kestävyyden osavarmuusluvut kaivetuille paaluille, STR/GEO (LVS 2013).

Kestävyys	Merkintä	Sarja			
		R1	R2	R3	R4
Kärki	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Vaippa (puristus)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Kokonais/yhdistetty (puristus)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Vedetty vaippa	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tukirakenteiden kestävyys osavarmuusluvut γ_R , STR/GEO (Taulukko A.13)

Taulukko 8 Suomen kansallisen liitteen mukaiset tukirakenteiden kestävyys osavarmuusluvut, STR/GEO (LVM 2015b).

Kestävyys	Merkintä	Sarja (R2)
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukumiskestävyys	$\gamma_{R,h}$	1,1
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,5

Taulukko 9 Viron kansallisen liitteen mukaiset tukirakenteiden kestävyys osavarmuusluvut, STR/GEO (EVS 2014).

Kestävyys	Merkintä	Sarja		
		R1	R2	R3
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,5	1,0
Liukumiskestävyys	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,15	1,0
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,5	1,0

Taulukko 10 Latvian kansallisen liitteen mukaiset tukirakenteiden kestävyys osavarmuusluvut, STR/GEO (LVS 2013).

Kestävyys	Merkintä	Sarja		
		R1	R2	R3
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Liukumiskestävyys	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

Kestävyys osavarmuusluvut luiskille ja kokonaisvakavuudelle γ_R , SRT/GEO (Taulukko A.14)

Taulukko 11 Suomen kansallisen liitteen mukaiset kestävyys osavarmuusluvut luiskille ja kokonaisvakavuudelle, SRT/GEO (LVM 2015b).

Kestävyys	Merkintä	Sarja R3
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,0

Taulukko 12 Viron ja Latvian kansallisen liitteen mukaiset kestävyys osavarmuusluvut luiskille ja kokonaisvakavuudelle, SRT/GEO (EVS 2014, LVS 2013).

Kestävyys	Merkintä	Sarja		
		R1	R2	R3
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

Materiaalien osavarmuusluvut murtorajatilassa (Taulukko 2.1N)

Taulukko 13 Suomen, Viron sekä Latvian kansallisen liitteen mukaiset materiaalien osavarmuusluvut murtorajatilassa (EVS 2007, LVS 2014, Ympäristöministeriö 2009).

Materiaali	Merkintä	Normaalisti vallitseva ja tilapäinen tilanne	Onnetto- muustilanne
Betoni	γ_c	1,5	1,2
Betoniteräs	γ_s	1,15	1,0
Jänneteräs	γ_s	1,15	1,0

Liite 5. Ympyräpoikkileikkauksen jäyhyysmomentin laskenta

Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentin, taivutusvastuksen ja taivutuskestävyyden laskenta kirjan *Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Eurocode 4 – Oppikirja BY 58* mukaan (Suomen Betoniyhdistys 2012)

3.4.2 Poikkileikkauksen puhdas taivutuskestävyys $M_{pl,Rd}$

Normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutus aiheuttaa sen, että joissakin tapauksissa (tietyn pienen normaalivoiman vaikuttaessa) poikkileikkauksen kantama momentti on suurempi kuin poikkileikkauksen puhdas taivutuskestävyys $M_{pl,Rd}$ ($M_{pl,Rd}$ = suurin momentti, kun $N = 0$).

EN 1994-1-1 ei sisällä ohjeita taivutuskestävyyden $M_{pl,Rd}$ laskemiseksi, mutta poikkileikkauksia voidaan tarkastella jäykkäplastisen materiaalmallin perusteella (*plastiset jännityssuorakaiteet sekä betoni- että teräsmateriaaleissa*) käyttäen ENV 1994-1-1 mukaista tai muuta vastaavaa periaatetta (mm. ECCS 1981).

3.4.2.1 ENV 1994-1-1 liitteen C lausekkeet $M_{pl,Rd}$ laskemiseksi

Taivutuskestävyys lasketaan muodollisesti käyttäen kunkin poikkileikkausosan plastista taivutusvastusta W_{pa} , W_{ps} ja W_{pc} :

$$\begin{cases} M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd} \\ M_{max,Rd} = W_{pa}f_{yd} + W_{ps}f_{sd} + W_{pc}\frac{f_{cd}}{2} \\ M_{n,Rd} = W_{pan}f_{yd} + W_{pcn}\frac{f_{cd}}{2} \end{cases}$$

$M_{max,Rd}$ = suurin mahdollinen taivutuskestävyys, joka poikkileikkauksessa voi esiintyä jäykkäplastisen jännitysjakautuman vallitessa,

$M_{n,Rd}$ = normaalivoiman vaikutuksesta taivutuskestävyyteen aiheutuva lisäys.

Pyöreät putket (merkinnät kuvan 1/3.4 mukaisesti)

$$\begin{cases} W_{ps} = 1,7n_s D_s A_{s1} / 6 \\ W_{pc} = 0,167 D_c^3 - W_{ps} \\ W_{pa} = 0,167 D^3 - W_{pc} - W_{ps} \end{cases} \quad \text{ja} \quad \begin{cases} D_n = \frac{\frac{\pi}{4} f_{cd} D_c^2}{2Df_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})} \\ W_{pcn} = D_c D_n^2 \\ W_{pan} = 2t D_n^2 \end{cases}$$

A_{s1} = yhden raudoitustangon ala,

n_s = raudoitustankojen lukumäärä ≥ 4 ,

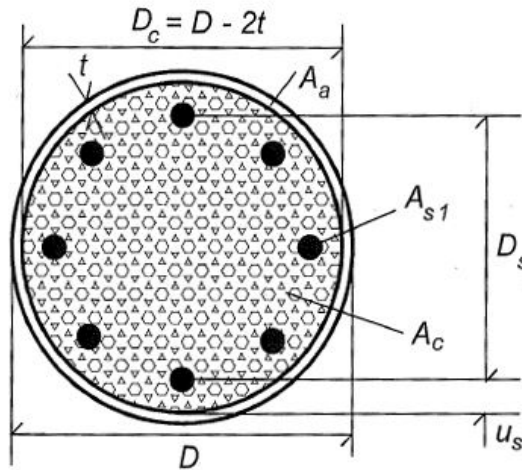
$D_c = D - 2t$,

$D_s = D_c - 2u_s$

Poikkileikkaukseen liittyvät jäyhyysmomentit lasketaan lausekkeista:

$$D_c = D - 2t; \quad I_a = \frac{\pi}{64}(D^4 - D_c^4); \quad I_s = \frac{n_s}{8}D_s^2 A_{s1}; \quad I_c = \frac{\pi}{64}D_c^4 - I_s$$

Huomautus: I_s :n lausekkeessa ei oteta huomioon tangon poikkileikkauksen hitausmomenttia oman painopisteakselinsa suhteen.



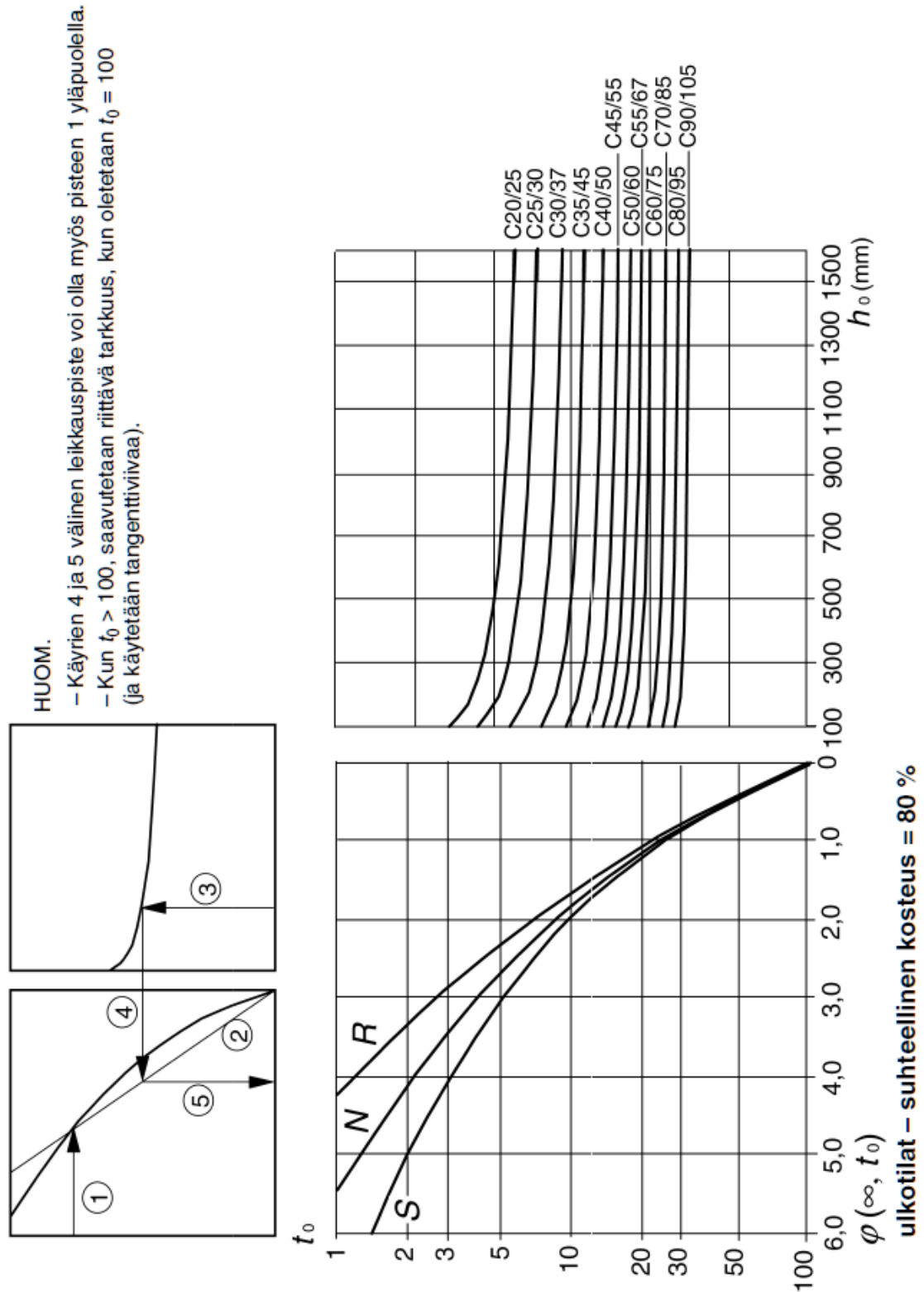
Kuva 1/3.4:

Pyöreän poikkileikkauksen geometria ja merkinnät

Liite 6. Betonin muodonmuutosominaisuudet ja virumaluvun määrittäminen

Taulukko 1 Betonin muodonmuutosominaisuudet (SFS-EN 1992-1-1).

Betonin lujuusluokka														Analyttinen yhteys/viittaus	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)^{0,3}]$ (f_{cm} MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 $\varepsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\varepsilon_{cu1} (\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\varepsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\varepsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\varepsilon_{c3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\varepsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$



Kuva 1 Betonin virumaluvun ($\phi(\infty, t_0)$) määrittäminen normaaleissa ympäristöolosuhteissa ulkotilassa olevalle betonille. t_0 on betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkaessa ja h_0 on poikkileikkauksen muunnettu paksuus $= 2A_c/u$, missä A_c on poikkileikkausala ja u piirin yhteenlaskettu pituus, josta kuivumista voi tapahtua. Käyrä S, N tai R valitaan sementin tyypistä riippuvasti niin, että CEM 42,5 R, CEM 52,5 N ja CEM 52,5 R sementteille valitaan käyrä R, sementteille CEM 32,5 R, CEM 42,5 N valitaan käyrä N ja sementille CEM 32,5 N käyrä S. (SFS-EN 1992-1-1).

Liite 7. Tasapainoraudoituksen mukaiset β_{bd} ja μ_{bd} sekä näiden laskentakaavat

Betonipoikkileikkauksen puristuspinnan suhteellinen korkeus β

$$\beta = \frac{\lambda X}{d} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

Suhteellinen momentti μ

$$\mu = \frac{M_{Rc}}{\eta f_{cd} b d^2} = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2} \right)$$

Taulukko 1 Tasapainoraudoituksen mukaiset β_{bd} ja μ_{bd} eri teräslaaduilla ja osavarmuusluvuilla, kun betonin murtopuristuma on 3,5 ‰ (Suomen Betoniyhdistys 2013).

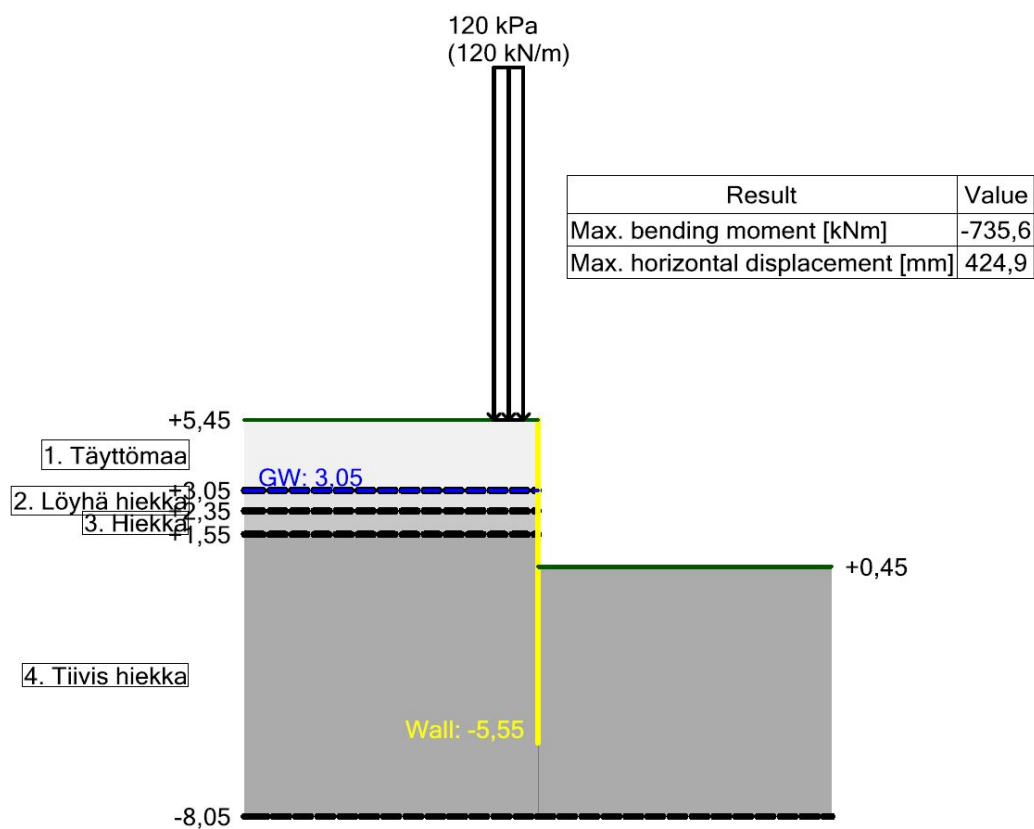
Osavarmuus	fyk = 500 MPa		fyk = 600 MPa		fyk = 700 MPa	
	β_{bd}	μ_{bd}	β_{bd}	μ_{bd}	β_{bd}	μ_{bd}
$\gamma_s = 1,15$	0,493	0,372	0,458	0,353	0,428	0,336
$\gamma_s = 1,10$	0,485	0,367	0,450	0,349	0,419	0,331

Liite 8. Esimerkkikohde GeoCalc-ohjelmassa

Taulukko 1 Esimerkkikohteen maaparametrit GeoCalc-ohjelmasta

Id	Layer Name	z [m]	h [m]	γ [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	Δc [kPa/m]	Ko Model	Ko
1.	Täyttömaa	5,45	2,4	16	26	0	0	User-defined	0,56
2.	Löyhä hiekka	3,05	0,7	19	26	0	0	User-defined	0,56
3.	Hiekka	2,35	0,8	19,5	33	3,5	0	User-defined	0,46
4.	Tiivis hiekka	1,55	9,6	20,5	34	7	0	User-defined	0,44

Id	Earth Pres. Model	Ka	Kp	d/ud	Material Model	δ_{ya}	δ_{yp}	ξ_{50a}	ξ_{50p}	m	n	k
1.	User-defined	0,35	3,6	Drained	MCM					130	0,5	0,5
2.	User-defined	0,35	3,6	Drained	MCM					130	0,5	0,5
3.	User-defined	0,26	6,1	Drained	MCM					150	0,5	0,5
4.	User-defined	0,24	7	Drained	MCM					200	0,5	0,5



Kuva 1 Esimerkkikohteen geometria ja tulokset GeoCalc-ohjelmasta

Liite 9. Paalun taivutuskestävyyden laskenta

Lähtötiedot:

Paalun halkaisija $D = 620 \text{ mm}$, josta laskennassa käytetään pienennettyä halkaisijaa $D_2 = 0,95D = 589 \text{ mm}$

Betonipeitteen suojaetäisyys 50 mm

Raudoitustangon halkaisija $D_{s1} = 20 \text{ mm}$

Raudoitustankojen lukumäärä 21 kpl

Raudoitteiden pinta-ala poikkileikkauksessa $A_s = 6597 \text{ mm}^2$

Ympyräpoikkileikkaus muutettuna ekvivalentiksi suorakaidepoikkileikkaukseksi Whitneyen menetelmällä:

Neliöpoikkileikkauksen sivun pituus $b = 0,8D = 471 \text{ mm}$

Raudoterivien etäisyys 347 mm

Puristettujen / vedettyjen raudoitteiden pinta-ala $A_{s1} = 1/2A_s = 3299 \text{ mm}^2$

Vedettyjen raudoitteiden etäisyys puristetusta reunasta $d = 409 \text{ mm}$

Kerroin $\lambda = 0,8$

Betonin puristuslujuus $\eta f_{cd} = 13,9 \text{ MPa}$

Teräksen vetolujuus $f_{sd} = 521,7 \text{ MPa}$

Betonipoikkileikkauksen puristuspinnan suhteellinen korkeus β :

$$\beta = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} = 0,8 \frac{3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} + 5\text{‰}} = 0,329$$

Josta saadaan poikkileikkauksen puristetuksi korkeudeksi $X = \beta d = 134 \text{ mm}$

Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi z :

$$z = d - \frac{\lambda X}{2} = 342 \text{ mm}$$

Puristuksen alaisena olevan betonipoikkileikkauksen osuus $A_{cX} = Xb = 63474 \text{ mm}^2$

Vedettyjen terästen vetokestävyys $N_{Rs1} = f_{sd}A_{s1} = 1721046 \text{ N}$

Puristetun betonin puristuskestävyys $N_{Rc} = \eta f_{cd} b \lambda X = 706294 \text{ N}$

Puristuksen alaisena olevien terästen puristuskestävyys $N_{Rs2} = N_{Rs1} = 1721046 \text{ N}$

Poikkileikkauksen taivutuskestävyys:

$$M_R = \min \begin{cases} N_{Rc} z + N_{Rs2} z = 829130 \text{ Nm} \\ N_{Rs1} z = 587874 \text{ Nm} \end{cases}$$

Näistä pienempi on määräävä, eli 588 kNm .